[日] 金井清 著 常宝琦 张虎男 译

工程地震学

地震出版社



工　程　地　震　学

〔日〕金井清 著
常宝琦　张虎男 译

地　震　出　版　社
1987

内 容 提 要

工程地震学是把地震学研究方法和成果应用于建筑物及其它结构物的设计与施工中，以期获得安全、经济的抗震能力的一门学科。本书作者是世界知名的地震动理论方面的地震学家。本书论述了工程地震学的进展，是抗震设计方面的综合性著作。本书由下述各章组成：工程地震学简史；地震仪；烈度、震级和地震活动性；地震波；地基振动；结构的振动；震害和底土；抗震设计标准；震害概论。

本书读者对象为地球物理、地震地质、动力土工等专业的科研、教学及工程技术人员。

ENGINEERING SEISMOLOGY

[illegible]OSHI KANAI

UNIVERSITY OF TOKYO PRESS

1983

工程地震学

〔日〕金井清 著　常宝琦 张虎男 译

责任编辑：蒋乃芳

地震出版社出版

北京复兴路63号

北京印刷一厂印刷

新华书店北京发行所发行

全国各地新华书店经售

850×1168　1/32　$7\frac{7}{8}$ 印张　190 千字

1987年6月第一版　　1987年6月第一次印刷

印数 0001—2700

统一书号：13180·375　定价：2.25元

前 言

近二十年来修建了若干特殊用途的重要结构。如果这些结构一旦为地震所毁，可以预料会造成巨大的经济损失和人员伤亡。我们希望基础研究的长足进展能使结构抗震设计得到实质性的、经济上可行的改善。

结构对地震的反应分析是工程动力学领域中最复杂的问题之一。抗震设计包括把这些复杂现象与简化的物理模型结合起来。必须记住，如果对于地震时了解的实际现象缺乏基础研究，在模拟中就可能产生错误。因此，经常对比简化的分析模型与过去实际地震所产生的震害是很重要的。作者撰写本书的目的是阐述抗震设计中所包含的问题。

这个英译本中的第一、二、三和八章做了修订，并在原日文版的基础上增加了附录以提供直到最近的工程资料。

出版工程地震学的英译本问题是 1977 年作者由于地震工程研究而获得朝日新闻社的大奖时第一次提出的。

（致谢略）

金井清

1983.1

目　　录

第一章 工程地震学简史

1880年横滨地震（$M=5.9$）造成了一些房屋轻微损坏和少数烟囱倒塌，并给当时住在日本而以前从未经历过地震的三位英国学者：J. A. 尤因（Ewing）（物理学家）、J. 米尔恩（Milne）（采矿工程师）和T. 格雷（Gray）（电报工程师）以深刻的印象。这次经历激发了他们对地震的兴趣，两个月后，这三位学者与他们的日本同事一起发起成立了日本地震学会（SSOJ）。

不久，这个组织在研制实用地震仪方面取得了成功，并利用这些地震仪所进行的观测拟订了日本地震研究的基础工作[1]。他们所研究的大多数问题是与地震的真正特性有关的，但有些问题则是与日本和其它国家强烈地震引起的结构破坏有关的。因此抗震结构的基础研究是由在地震研究中迈出第一步的地震学家开始的。

在英国访问学者回国之后的1891年，发生了浓尾地震。这次地震（$M=8.0$）造成了7273人死亡，17175人受伤；142177间房屋完全破坏，80184间房屋严重破损。当时相当普及的用砖建造的建筑和桥梁几乎全部破坏。在这次地震时产生的根尾谷断层最大相对垂直位移达6米，最大相对水平位移达2米，总长度达90公里，它是日本有记录的最大断层。这次震害使人们认识到了地震研究以及抗震防灾对策的重要性；翌年（1892），在教育省下建立了帝国地震研究委员会，研究地震预报的方法和制定减轻震害的计划。开始，该委员会计划围绕下列活动开展研究工作：

（1）搜集地震、海啸、火山喷发、爆破等的实际资料；

（2）研究古地震并编纂地震史；

（3）从地质观点研究地震；

（4）研究地震运动的特性；

（5）测量地震波的传播速度；

（6）测量地倾斜和大地脉动；

（7）对地面及地下振动进行比较；

（8）测量全日本的磁力，记录等磁线的分布并建立地磁观测站以观测其变化；

（9）记录地温；

（10）测量重力的空间分布及时间变化，以便研究地壳"萎缩"的变化；

（11）用大地测量及水位测量的方法观测地壳变形，以检测地壳中应变的积累；

（12）试验结构材料的强度；

（13）设计抗震建筑并在地震频发区施工；

（14）建立模型结构并使其承受人工振动以检验其强度；

（15）初步研究可能遭受震害的已有建筑；

（16）测量和比较各种类型地基的地震动强度；

（17）学习如何截取地震动；

（18）为广泛交流，出版研究报告。

在宣布研究计划时，该委员会强调科学家与工程师们合作的必要性，以完成物理及工程两方面的研究任务。

1923年的关东地震是世界历史上的一次重大自然灾害，强调了地震研究的重要性。这次地震导致东京帝国大学（现东京大学）地震研究所的建立，由它取代原帝国地震研究委员会[2]。

关于地震研究所的性质，悬挂在研究所大楼前面的已故寅彦寺田博士的墓志铭做了很恰当的表述，其中最后一段说：本所的永久宗旨是进行与地震有关的各种现象的科学研究，并制定防止和减轻直接或间接由地震所造成的灾害的措施。

该所第一位博士広末恭二（Suyehiro）受美国土木工程师协

会之邀，从1931—1932年在加州理工学院、加州大学、斯坦福大学以及麻省理工学院以“工程地震学”为题发表了一系列演讲[3]。看来“工程地震学”这一术语是这时启用的（这个术语译成日文为“地震工学”）。広末恭二博士在演讲中强调需要破坏性地震动的观测记录。美国海岸与大地测量调查局对此立即作出响应，并着手安设强震仪。

翌年（1933年），长滩地震时，这些强震仪在三个地点（长滩、洛杉矶和弗农）成功地记录了强震动。在长滩由强震仪记录的最大加速度为0.23g。这个值比设计地震系数大几倍。然而除了部分小破损外，大部分建筑物都完好。这个矛盾不能用结构通常具有的安全系数来说明。据报导，有关工程师对抗震设计完全丧失了信心，有的甚至蒙受了神经性打击。1952年的克恩郡地震在建筑工程师中也产生了同样的混乱，因为在洛杉矶，强震仪记录到0.1g的最大加速度，可是没有发生建筑物损坏[4]。在设计中广泛采用的地震记录，即英皮里尔谷地震（1940）时在埃尔森特罗所得到的强震记录，最大加速度为0.33g，可是埃尔森特罗的震害也并不很严重。甚至在帕克费尔德地震(1966)时，尽管强震记录高达0.5g，震害却微不足道。这些矛盾如何解释呢？

类似现象在日本也有报导。1962年广尾冲地震时，在北海道钏路城的强震仪记录到0.38g，超过了埃尔森特罗记录，但钏路城几乎没有震害。为了研究造成这种现象的原因，由国家科学研究基金会资助的研究组连续进行了数年工作。1965年8月开始的松代震群中，有一条强震记录高达0.55g或更大些，有10条记录达到或大于0.2g，而多达30条记录达到或大于0.1g，可是并没有房屋倒塌。

对这一系列事实的解释是抗震设计发展的一个最重要的课题。可以预料，工程地震学领域的研究将会为解决这个难题做出贡献。

1956年，为了纪念旧金山大地震50周年，在加利福尼亚的

伯克利召开了世界地震工程会议。在这次会上提出了工程地震和地震工程议题，这次会议成为这个领域的第一次国际会议。第二届（1960年在日本的东京和京都）、第三届（1965年在新西兰的奥克兰和惠灵顿）、第四届（1969年在智利的圣地亚哥），第五届（1973年在意大利的罗马）、第六届（1977年在印度的新德里）以及第七届（1980年在土耳其的伊斯坦布尔）会议几乎都是间隔四年。第八届预定于1984年在旧金山召开。第一、第二和第三届国际地震工程会议的议题是：(1) 与地震问题有关的地基与基础条件；(2) 结构的地震反应及测量装置；(3) 地震活动性和地震动；(4) 抗震设计、施工以及规范；(5) 近期强震运动及震害。在第四届会议上增加了土-结构相互作用问题。工程地震学认为这项特别重要。此外，结构动力试验以及结构单元动力性质的论题也已采纳。近年来，讨论还扩展到一些新发展的领域，如生命线结构和社会经济等方面。第七届会议所包括的议题如下：(1) 波的传播、震源机制以及一般地震学；(2) 强震运动及局部土质条件的影响；(3) 动力分析方法；(4) 土的动力性质和性状；(5) 土-结构相互作用；(6) 结构和结构构件的动力性质；(7) 地下结构、桥梁、大坝以及复杂结构；(8) 实验设备和结构研究；(9) 结构抗震设计及结构的修复和加固；(10) 核设施、基底隔振；(11) 近期地震、社会经济方面；(12) 地震危险性分析；(13) 区划和小区划等。

还必须说说地震预报问题，它是与地震防灾有密切关系的。地震预报研究是1892年建立的帝国地震研究委员会的目标之一，但是一直到近年也只有少数日本科研人员从事与此问题有关的工作。这项工作不活跃的原因有二：第一，缺乏关于地球内部结构的科学资料，发震机制仍然模糊不清，且局限于想象。另一个原因是需要耗费大量的资金，并需要很多科研人员长期合作。然而，近年来地震预报的快速进展推动了地震预报研究组织的建立。这个组织在1962年提出了地震预报研究的建议，包括的项目有：

(1) 地壳形变的大地测量；(2) 为检测地壳形变，建立验潮站；(3) 地壳形变的连续观测；(4) 地震活动性的监测；(5) 借助爆破地震学方法确定地震波速；(6) 活动断层编目；(7) 地磁和地电的研究。

根据这个建议，1964 年开始了第一个五年计划。现在(1982)，第四个五年计划正在执行，而且方案的执行以及资料的积累正稳定地进行着。日本是第一个开展地震预报研究活动的国家，美国、中国和苏联也都建立了有效的体系，而且这个课题已成为重要的国际研究课题之一。

参 考 文 献

[1] Trans. Seism. Soc. Japan; **1**(1880)-**15**(1890).

[2] Report Imper. Earthq. Invest. Comm., **1** (1893) -**101** (1927); Publ. Imper. Earthq. Invest Comm., **1** (1897)-**26**(1908); Bull. Imper. Earthq. Invest. Comm., **1**(1907)-**11**(1930); Seism. Notes, **1**(1921)-**6**(1924).

[3] SUYEHIRO, K.: "Engineering Seismology Notes on American Lectures." *Proc. Amer. Soc. Civil Engs.*, **58**, 4 (1932).

[4] BLUME, J. A.: "Structural dynamics in earthquake-resistant design." Journ. Struct. Div., proc. Amer. Soc. Civil Engs., Paper 1965, ST4(1958).

第二章 地 震 仪

2.1 前 言

自从有历史记载以来，地震一直是引起许多离奇现象并造成令人生畏的灾难。它使人类产生深深的忧虑，但也引起他们对地震的兴趣，广泛流传于世界各地的大量有关地震的神话故事及种种推测就是证据[1]。

用以检测地震的最古老的仪器，是在大约1800年以前由中国的张衡设计的。这种被称为张衡地动仪的仪器，是一个直径为2.4米的圆桶，周围装着8条石龙。在每一条龙的嘴里有一个球，正对着龙嘴的下面各有一只石蛙，地震动会使球从龙嘴里掉到下面的石蛙嘴里。据说，这种装置即使对于人们无感的弱震也工作得很好，并能报告某些地方的远震，因而给当时的人们留下极深刻的印象。

随着近代文明的发展，对地震事件的科学观察也在不断进步，然而直至十九世纪后期现代地震仪发明之前，还没有开始严格的地震研究。

1880年在日本横滨附近发生了一次地震，造成一些房屋和烟囱的损坏。这是几位欧洲学者首次体验到的地震，当时他们正在参观东京附近的一所大学。这次经历引起了他们的兴趣，他们立即开始设计地震仪，并且最终成功地把它发展成为一种实用的仪器。

2.2 摆 的 运 动

一台理想的地震仪应能测量相对于一个固定点的地面运动。但是，由于地面的振动会触发地面上所有物体的运动，因此任何所谓的地震仪最终所记录的只是它和地面之间的相对运动。然而，如果完全掌握了地震仪的振动特性，就可以根据相对运动记录推导出相对于固定点的地面运动。

在一台地震仪中，要用一个摆（广义的），因为它的特性是已知的。在广泛使用的摆中，有些是利用摆重锤的惯性，有些则是利用它们的弹性。

A. 单摆

一个质量为 m 的重锤，悬挂在一条长为 l、没有质量并在一个铅垂直平面内运动的绳子上，则摆的运动可以用下式表示：

$$m\frac{d^2(l\theta)}{dt^2}=-mg\sin\theta. \qquad (2.1)$$

式中，θ 是重锤的偏转角；t 是时间；g 是重力加速度。如果θ足够小，式（2.1）即可简化为：

$$\frac{d^2\theta}{dt^2}+\frac{g}{l}\theta=0, \qquad (2.2)$$

而固有周期 T_0 可以很容易地从下式中获得：

$$T_0=2\pi\sqrt{\frac{l}{g}}. \qquad (2.3)$$

该式表明，T_0 与绳长的平方根成正比。（这种悬摆理论为尤因所应用，他制成了第一台地震仪。）

B. 水平摆

一个旋转轴略偏于垂直方向的摆的运动（见图 2-1），可以用下式表示：

$$I\frac{d^2\theta}{dt^2}=-mgh\sin\varphi\cdot\theta. \qquad (2.4)$$

式中，m 是重锤的质量；h 是旋转轴至重锤重心的距离；I 是围绕旋转轴的摆系统的惯性矩；φ是旋转轴与垂直轴的交角。于是固有周期T_0为：

$$T_0=2\pi\sqrt{\frac{1}{mgh\sin\varphi}}, \qquad (2.5)$$

若使 φ 很小，T_0 将非常大。

大森(Omiri)、米尔恩、尤因、伽利津 (Galitzin)等人在设计长周期地震仪时，应用了水平摆理论，但是在实际的仪器上，还需要附加装置，例如防止摩擦和弥补其它缺陷的装置。

C. **倒摆**

用一个螺旋弹簧或一个片簧支承的倒摆[见图 2-2(a)，(b)]的运动，可以用下式表示：

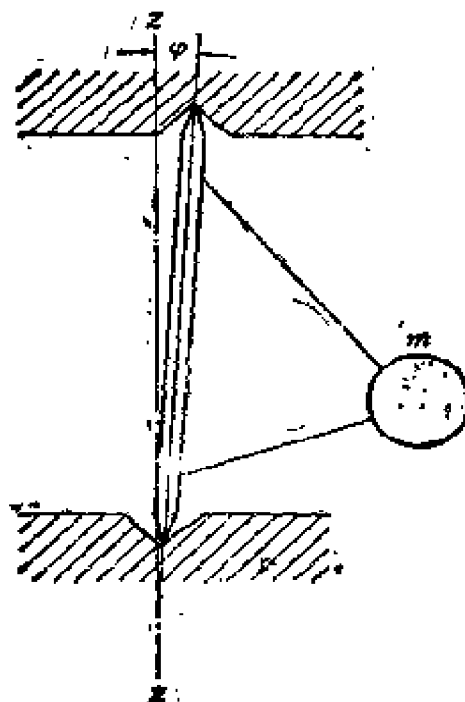


图 2-1 水平摆(zz 表示垂直轴)

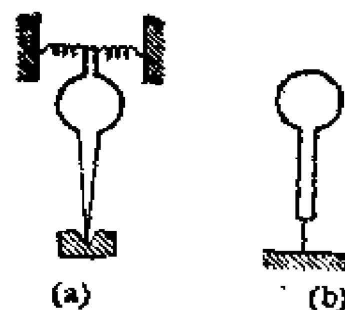


图 2-2 倒摆

$$I\frac{d^2\theta}{dt^2}=-k\theta+mgh\theta. \qquad (2.6)$$

式中，m 是摆锤的质量；I 是它的惯性矩；k 是弹簧的回复力；h 是旋转轴至摆的重心的距离。摆的固有周期 T_0 为：

$$T_0=2\pi\sqrt{\frac{I}{k-mgh}}. \qquad (2.7)$$

若使 k 接近于 mgh，就可以制成一台周期相当长的地震仪。维歇尔（Wiechert）地震仪（1904）原来用的是螺旋弹簧。但是，由于用片簧的地震仪比较容易制造和运转，所以经常用于固有周期为若干秒的轻便地震仪。

第一台用片簧制作的实用的短周期（0.1 秒）地震仪，是石本(Ishimoto)在 1931 年研制成的。SMAC 和 DC 型强震仪（分别制成于 1953 年和 1960 年)用的也是片簧。

D. 垂直摆

图 2-3 所示的垂直摆是格雷在 1881 年设计的。它的固有周期可以用下式表示：

$$T_0=2\pi\sqrt{\frac{a\Delta h}{bg}}. \qquad (2.8)$$

式中，Δh 是弹簧承重时长度的增量。

1934 年，拉科斯特（La Coste）成功地研制了一台具有稳定振动特性的长周期垂直摆地震仪，用的是一种特殊的弹簧。对于短周期的垂直向地震仪，经常同时使用螺旋弹簧和片簧，后者用作重锤的弹性支架。

2.3 地震仪的原理

摆的运动方程，可以用下式表示：

$$m\frac{d^2Y}{dt^2}+2\xi\frac{dx}{dt}+Kx=0. \qquad (2.9)$$

式中，Y是重锤相对于固定点的位移；x是重锤相对于地面的位移；m是重锤的质量；K是与重锤和地面的相对位移成正比的阻力系数；ξ是与重锤和地面的相对速度成正比的阻力系数（见图 2-4）。引入新的参数 $2\xi/m=2\varepsilon$，$K/m=n^2$，方程式（2.9）就变成：

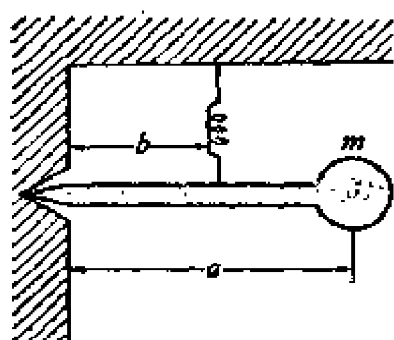


图 2-3 垂直摆（竖向摆）

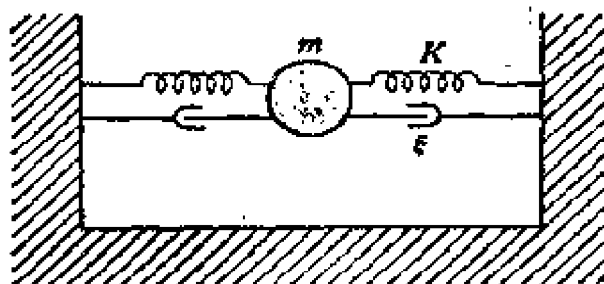


图 2-4 地震仪的原理

$$\frac{d^2x}{dt^2}+2\varepsilon\frac{dx}{dt}+n^2x=-\frac{d^2y}{dt^2}. \tag{2.10}$$

式中，y是地面相对于固定点的位移。因此，利用与地震仪记录对应的x，根据下列方程，就可以获得真实的地面运动：

$$-y=x+2\varepsilon\int_0^t xdt+n^2\int_0^t dt\int_0^t xdt. \tag{2.11}$$

当前电子计算机广为使用，因此方程式（2.11）的方法是非常实用的，事实上也已经常使用。尽管如此，对于常规地震仪的需求，仍将持续相当长的时间。因此，在这一节里将介绍有关常规地震仪的基础知识。令 $p=2\pi/T$（T为周期），如果地面运动y为：

$$\left.\begin{array}{l} t<0;\ y=0 \\ t>0;\ y=y_0\sin pt \end{array}\right\} \tag{2.12}$$

则地震波记录x为[2]：

$$t<0;\ x=0$$

$$
\begin{aligned}
t>0; \quad x = & \frac{y_0 p^2}{\sqrt{(n^2-p^2)^2+4\varepsilon^2 p^2}} \sin\left\{pt-\tan^{-1}\left(\frac{2\varepsilon p}{n^2-p^2}\right)\right\} \\
& -\frac{y_0 p^2 e^{-\varepsilon t}}{\sqrt{(n^2-\varepsilon^2)\{(n^2-p^2)^2+4\varepsilon^2 p^2\}}} \sin\Big\{\sqrt{n^2-\varepsilon^2}\,t \\
& -\tan^{-1}\left(\frac{2\varepsilon\sqrt{n^2-\varepsilon^2}}{2\varepsilon^2-n^2}\right)+\tan^{-1}\left(\frac{2\varepsilon\sqrt{n^2-\varepsilon^2}}{2\varepsilon^2-n^2-p^2}\right)\Big\} \qquad (2.13)
\end{aligned}
$$

在式（2.13）中，第一项是受迫振动，第二项是自由振动。$n/p=0.1$，$\varepsilon/n=0.6$ 和 $n/p=10$，$\varepsilon/n=0.6$ 时的计算结果，分别示于图 2-5 和图 2-6。当衰减的摆周期 $2\pi/n$ 远大于地面运动的周期 $2\pi/p$ 时，亦即在长周期地震仪中，自由振动的振幅是非常小的，如图 2-5 所示。而在短周期地震仪中，自由振动的振幅一开始很大，但很快就衰减了，如图 2-6 所示。在长周期地震仪中，地震波曲线一开始就很好地对应了实际的地面运动，但是在短周期地震仪中，地震波曲线和实际的地面运动差别很大，至少

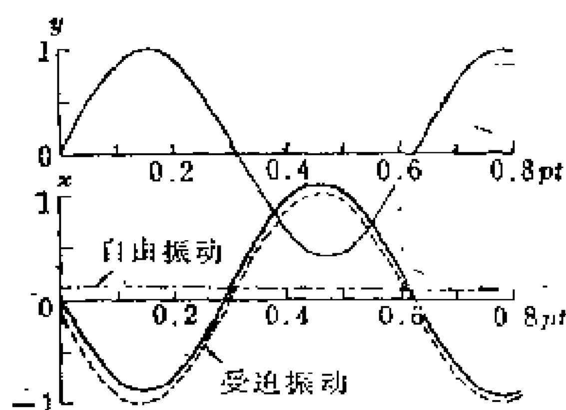


图 2-5　$n/p=0.1$，$\varepsilon/n=0.6$
（长周期地震仪）

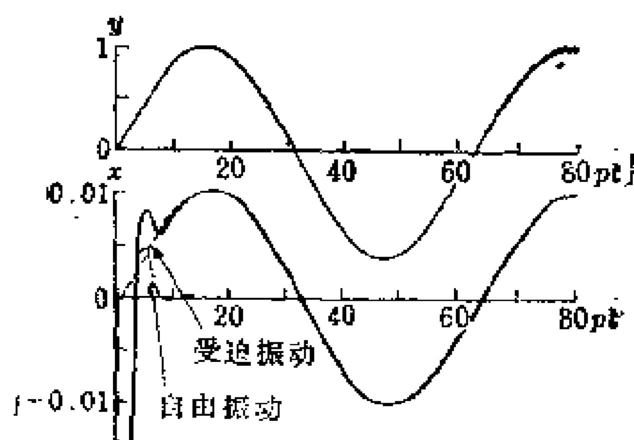


图 2-6　$n/p=10$，$\varepsilon/n=0.6$
（短周期地震仪）

在起始阶段是这样的，图 2-5 和图 2-6 清楚地表明了这一点。然而，在这两种情况中，地震仪的初始运动的方向均与地面运动的方向相反。

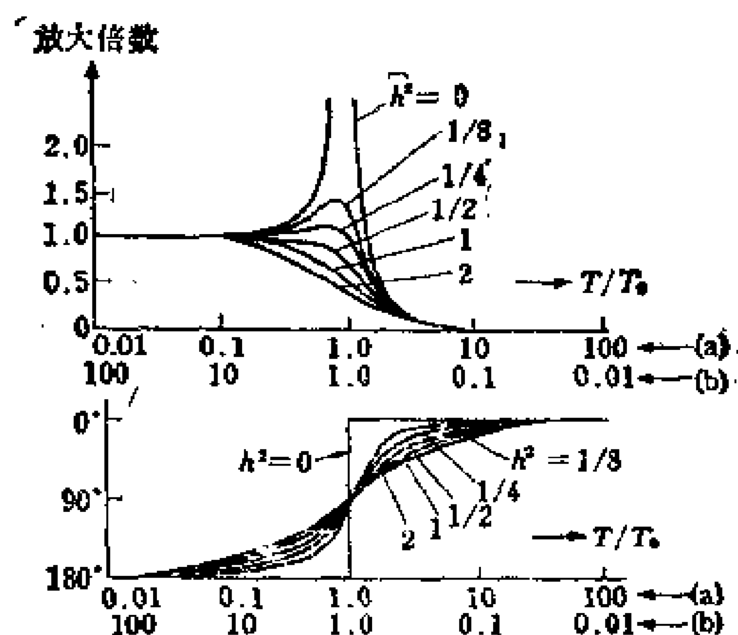


图 2-7 地震仪的特性曲线

(a) 长周期地震仪； (b) 短周期地震仪

图 2-7 表示方程 (2.13) 中第一项的计算结果。这样的图通常称为地震仪的特性曲线。

式 (2.13) 的第一项可大致分析如下：

(a) 如果 $n/p\ll 1$，式 (2.13) 的第一项可改写为：

$$x=-\frac{y_0}{\sqrt{1+\frac{2n^2}{p^2}\left(\frac{2\varepsilon^2}{n^2}-1\right)+\frac{n^4}{p^4}}}\sin\left\{pt-\tan^{-1}\left[\frac{2\varepsilon/p}{(n^2/p^2)-1}\right]\right\}.$$

(2.14)

修正摆的阻尼 ε，使 $2\varepsilon^2/n^2=1$，$n/p\ll 1$， 式(2.14)可简化为：

$$x\approx -y_0\sin pt. \qquad (2.15)$$

比较上式和式(2.12)，我们发现反向的地震波记录近似于实际地面运动。这就是长周期地震仪的特点。

(b) 如果 $p/n\ll 1$，式(2.13)的第一项就变成：

$$x=\frac{\frac{y_0p^2}{n^2}}{\sqrt{1+\frac{2\,p^2}{n^2}\left(\frac{2\,\varepsilon^2}{n^2}-1\right)+\frac{p^4}{n^4}}}\sin\left\{pt-\tan^{-1}\left[\frac{2\,\varepsilon p/n^2}{1-(p^2/n^2)}\right]\right\}$$

(2.16)

按照(a)中同样的方法，使 $2\,\varepsilon^2/n^2 - 1$，$p/n\ll1$，方程式(2.16)即可简化为：

$$x\approx\frac{y_0p^2}{n^2}\sin pt. \tag{2.17}$$

对比上式和式(2.12)可见，除以 n^2 的反向地震波曲线近似于地面运动的加速度，这是短周期地震仪的特点。这种类型的地震仪有时也称为加速度地震仪。有人由此产生误解，把超出 $p/n\ll1$ 条件的记录作为真实的加速度记录。因此，称它们为短周期地震仪或 0.1 秒地震仪要稳妥一些(见图 2-7)。

(c)如果 $\varepsilon/n\gg1$，式(2.13)的第一项就变成：

$$x=\frac{\frac{y_0p}{2\,\varepsilon}}{\sqrt{\left(1-\frac{p^2}{n^2}\right)^2\cdot\frac{n^2}{4\varepsilon^2}\cdot\frac{n^2}{p^2}+1}}\times\sin\left\{pt-\tan^{-1}\left[\frac{2\,\varepsilon/p}{(n^2/p^2)-1}\right]\right\}. \tag{2.18}$$

在这种情况下，当 p/n 接近于 1 时，

$$x\approx\frac{-y_0p}{2\,\varepsilon}\cos pt, \tag{2.19}$$

因为有条件 $\varepsilon/n\gg1$。

对比上式和式(2.12)，我们发现地震波记录与地面运动的速度成正比。

2.4 地 震 仪

A. 放大

因为地震运动的振幅一般是很小的，所以地震仪需要一个放大装置。从方程式(2.17)可见，摆的周期越短，放大倍数越大。

地震仪的放大装置包括机械型的、光学型的和电磁型的。机械型放大器包括应用杠杆臂比的，以及应用艾登(Eden)式弹簧的[3]。这些装置的放大率可达数百倍。艾登式弹簧的优点是摩擦力较小而且可以自由运转。光学型的放大器可以将地面运动放大数千倍。电磁型放大器将重锤和地面间的相对运动转换为与之成正比的电流，然后用电放大。这种电磁型放大器能放大数百万倍。

B. 阻尼

在前一节中提到，使地震图与地面运动的位移、加速度或速度成正比的必要条件是 $2\epsilon/n=1$ 或 $\epsilon/n\gg1$。为此目的而装置的阻尼器使用的是空气、油(或其它流体)或电磁。使用空气的阻尼器是由一个附有重物的活塞和一个安装在地面上的充满空气的圆柱体组成的，由空气通过活塞与圆柱体壁之间的摩擦工作。空隙的宽度一般为 0.1 毫米，阻尼靠圆柱体上的孔来调节。流体阻尼器经常使用塑胶油。这种阻尼器虽然易于制造，但由于阻尼易受温度的影响，所以还有问题。绝大多数的电磁阻尼器是靠一个固定在地上的磁铁和一块附在重锤上的铜板之间的相对运动所产生的感应电流来工作的。虽然电磁阻尼器产生的阻尼力可以与摆的速度很好地成正比，但是这类装置过于庞大和笨重。

C. 记录

机械放大装置是用针画在熏烟纸上(图 2-8)、用记录笔刻在蜡纸上或用墨水来记录的。要使针在熏烟纸上留下清晰的痕迹，需要 0.2—0.3 毫克的压力。但是要克服针和纸之间的摩擦，压力还要大一些。

在电磁摆里，是用示波器、磁带、熏烟纸或墨水记录的。

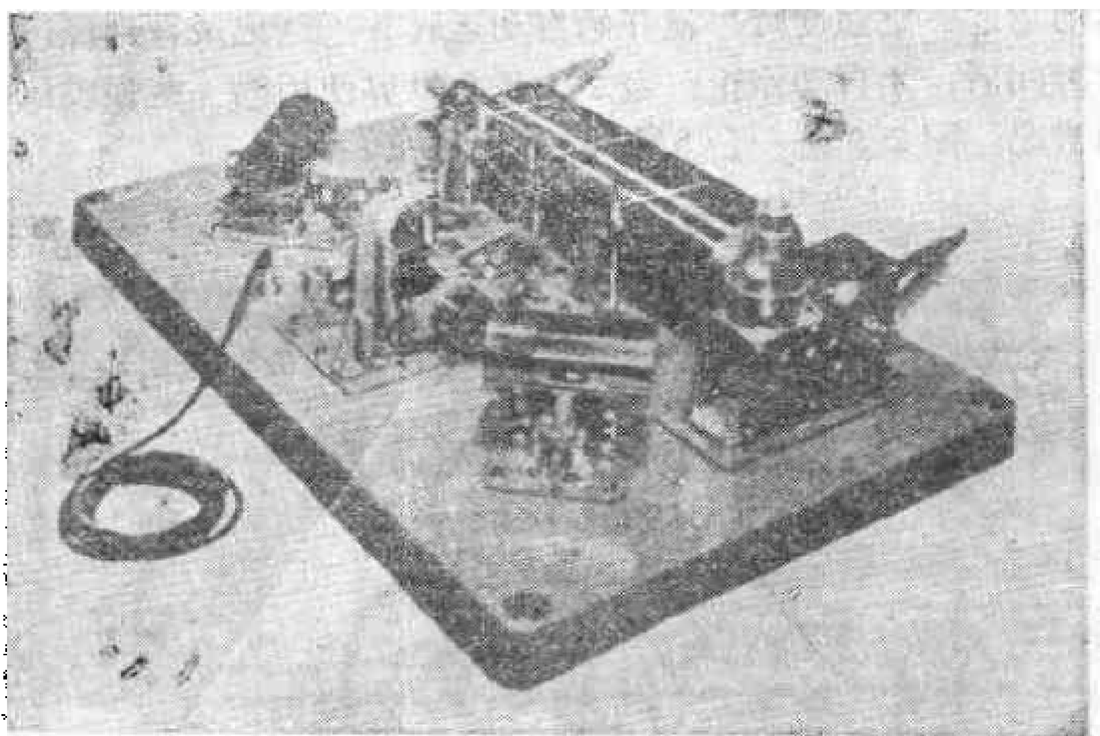


图 2-8 机械放大、空气阻尼、熏烟记录式短周期地震仪：（左右侧为水平分量，中间为垂直分量）

2.5 强 震 仪

受広末恭二博士在美国讲学(1931--1932)的启发，美国海岸与大地测量调查局于 1932 年制成了第一台用于强震动计划地震工程的强震仪。然而，由于经济原因，日本直到 1948 年福井地震之前，强震仪还没有问世。在这次地震的刺激下，用国家科学基金生产出了第一台用于试验目的的 SMAC(强震加速度计委员会)强震仪。到 1982 年 1 月，已有 1400 余台这样的地震仪遍布日本各地。继 SMAC 型强震仪之后，又制成了 DC(建设省)型强震仪，现已安装了约 40—50 台。这种强震仪具有记录较大强度范围的强震地面运动的功能。它们装有干电池组以防商业能源的中断，尤其是在地震期间。它们通常处于静止状态，但是一旦地面

运动超过一定强度时，就开始自动运转并连续记录直到经过一定的时间后，才自动停止。表 2-1 是全世界使用的一些强震仪的详细情况。图 2-9 是一台 SMAC 强震仪。

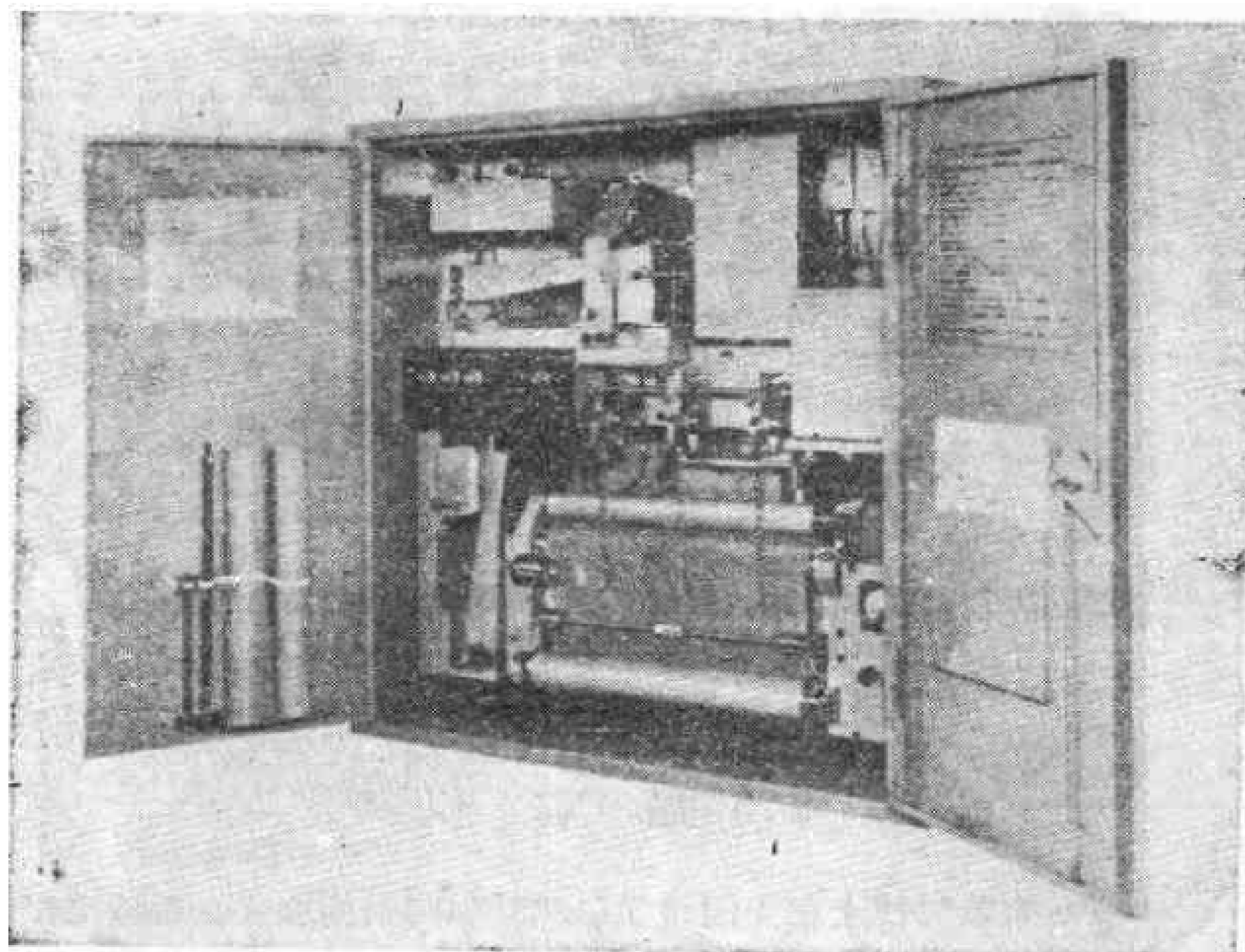


图 2-9 SMAC强震仪

图 2-10 标明 9.0 年底日本已安装的强震仪的数目和地点[4]。截止 1980年底，在美国的加利福尼亚州，大约已经安装了 1350 台强震仪，而其它州约有 350 台[5]。在阿根廷、加拿大、智利、印度、伊朗、意大利、墨西哥、新西兰、尼加拉瓜、秘鲁、波多黎各、苏联、委内瑞拉、南斯拉夫和其它有地震活动的国家，都装有强震仪。此外，在下列国家还装有地震计，美国（加利福尼亚—125 台，阿拉斯加—101 台，其它各州—111 台）、

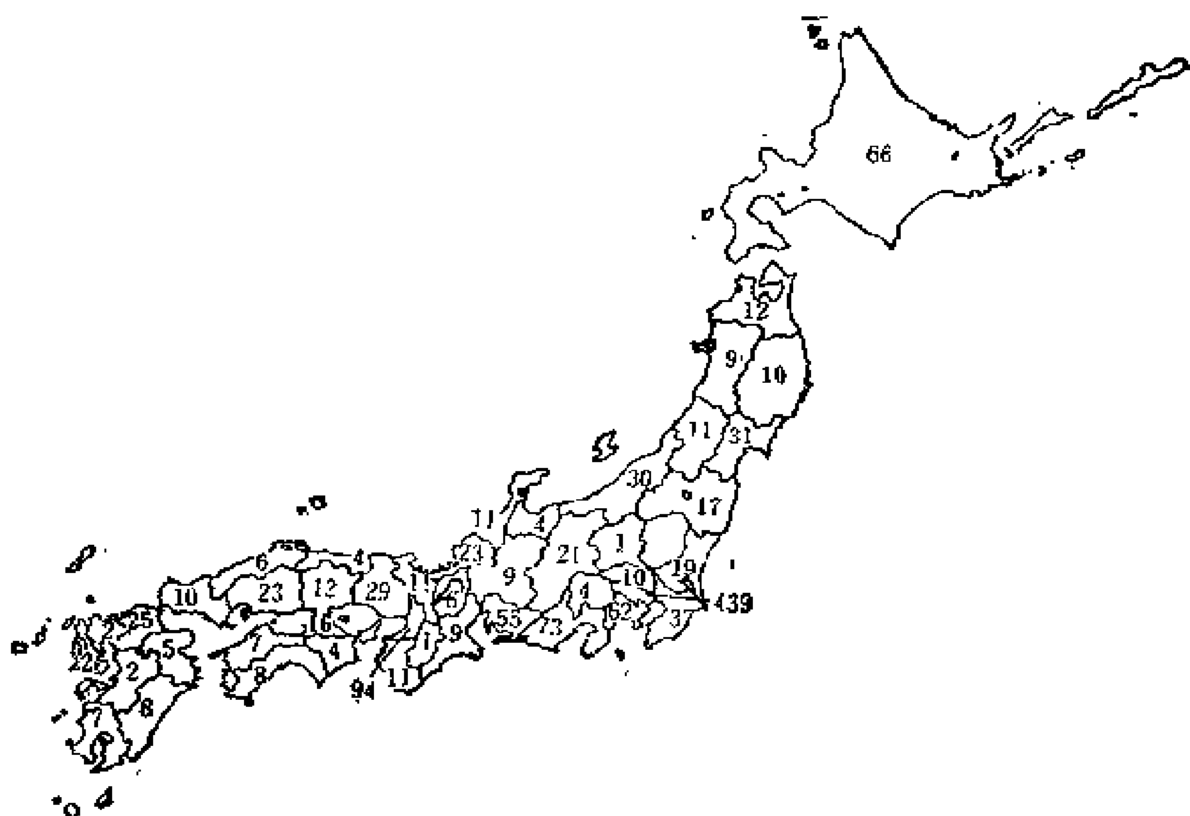


图 2-10 截止1981年1月1日日本各地安装的强震仪的位置和数目

加拿大、印度、新西兰、苏联、南斯拉夫和许多拉丁美洲国家，包括阿根廷、秘鲁和圣萨尔瓦多。

在日本，强震记录是由强震观测委员会(隶属于国家防灾研究中心)、科学技术机构和其它研究组织发表的。近年来，日本的研究者们正从事一项在钻孔内安装地下强震仪的计划，因此这类装置的数量急速增多。最近，作为新的强震观测的全球计划的一部分，计划在骏河-伊豆地区(日本中部)设置密集的强震仪台阵[6]。

表 2-1 强震仪的基本参数及其它

名　　称	SMAC-A	SMAC-B/B_1 SMAC-C/C_1	SMAC Q	SMAC-M	DC/DC-3C
类　　型	机械划痕记录	机械划痕记录	机械划痕记录	磁带 FM 记录	机械划痕记录
分　　量	水平2，垂直1	水平2，垂直1	水平2，垂直1	水平2，垂直1	水平2/ 水平2，垂直1
固有周期(秒)或频率范围(赫)	0.10	0.10/0.14	0.05	0.1—30赫	0.1
灵敏度(毫米/0.1g)	4.0	4.0/8.0	0.5	3.0(V/g)	4.0(8.0)
阻尼(临界百分比)	100	100	60	60	100
阻尼原理	空气活塞	空气活塞	电　磁	电磁(水平衡)	空气活塞/塑胶油
记录量程(g)	0.01—1	0.01—1/ 0.01—0.5	0.005—1	0.005—0.5	0.01—1/ 0.01—0.5
计时标准(秒)	1，1/2，1/5	1	1/2	1/100	1，1/2，1/5
记录介质	30厘米记录纸	30厘米记录纸	35毫米划痕胶片	盒式磁带	熏烟纸/记录纸
记录速度(厘米/秒)	1.0	1.0	0.5	4.75	1.0
记录时间(秒)	180	180	90	180	180/60—180
总的记录时间(分)	15	15	150	30	3/15
传动装置	发条传动装置	发条传动装置	DC电动机	DC电动机	DC电动机

续表 2-1

名　　称	USCGS 标准型 加速度仪/位移计	UED AR-240	SHA-1	DSA-1	新西点(无型号)	苏联 UAR
类　　型	照象记录	照象记录	照象记录	磁带数字记录	照象记录	照象记录
分　　量	水平2，垂直1/水平2	水平2，垂直1	水平2，垂直1	水平2，垂直1	水平2，垂直1	水平2，垂直1
固有周期（秒）或频率范围(赫)	0.01—0.15/10.0	0.055—0.065	0.04	0—50赫(200样品/秒)	0.03	0.04—0.05
灵敏度(毫米/0.1g)	6—20	5—7.5	1.9	2.5(V/g)	1.25	1—10
阻尼(临界百分比)	60	60	60	70	60	70—80
阻尼原理	电-磁	电-磁	电-磁	电-磁(力平衡)	塑胶油	电-磁
记录量程(g)	0.001—1	0.01—1	0.01—1	0.0005—1	0.01—1	0.025—1
计时标准(秒)	1/2	1/2	1/2	1/2	受纸速控制	不详
记录介质	30厘米照相纸	30厘米照相纸	70毫米胶片	盒式磁带	35毫米胶片	60毫米胶片
记录速度(厘米/秒)	2	2	1.0	6.35	1.5	0.6
记录时间(秒)	90	7—	6—60	10—	4.5	30
总的记录时间(分)	15	不详	25	20	7	1
传动装置	DC电动机	DC电动机	AC电动机	DC电动机	DC电动机	DC电动机

参 考 文 献

[1] Ishimoto, M.: Earthquakes and Seismic Research (Kokin shoin, 1935) (in Japanese).

[2] Sezawa, K. and Kanai, K.: On the initial movement of a seismograph subjected to an arbitary earthquake motion solved with operational calculus. *Bull. Earthq. Res. Inst.*, **19**,167 (1941).

[3] Nishimura, G., Suzuki, S., and Furukawa, E.: Theory of Eden′ stwin strips and application of it to magnifying mechanism of seismometer. *Bull. Earthq. Res. Inst.*, **32**,87(1954).

[4] Strong-Motion Eathquake Observation Council: Strong-motion accelerograph station list. Published by Nat. Res. Center for Disaster Prevention (1981).

[5] U.S.Department of the Interior Geological Survey: Western hemisphere strong-motion accelerograph station list 1980. Open File Report No. 81-664,1981.

[6] Iwan, W.D. (Ed.): Proceedings of the International Workshop on Strong-Motion Earthquake Instrument Arrays (1978).

第三章　烈度、震级和地震活动性

3.1　地震烈度表

早在加斯太尔底(Gastaldi,1564)、德·波阿底(de poardi,1627)、皮纳塔罗(Pignataro,1783)等人的五阶烈度表和塞基亚(K. Sekiya，1884)的四阶烈度表中，就试图根据物体的运动和人的感觉作为地震烈度的计量。罗西(Rossi)-佛瑞尔(Forcl)的十阶烈度表(1883)由霍尔登(Holden，1888)给出对应的加速度，此表在欧洲的某些地区至今仍在沿用。表 3-1 给出了罗西-佛瑞尔烈

表 3-1　　地震烈度和最大加速度

罗西-佛瑞尔	加速度(伽)		日本
	霍尔登	大森	
I	2		弱微
II	4		
III	6		弱
IV	8		
V	11		
VI	15		强烈
VII	30	30	
		90	灾害性的
VIII	50	120	
IX	120	200	
X		250	
		400	
		>400	

度与日本烈度以及霍尔登和大森所建议的加速度之间的关系。

麦加利(Mercalli)的十阶烈度表(1902)由坎坎尼(Cancani，1904)修改为十二阶并给出对应的加速度(见表3-2)。西伯格(Sieberg)也将麦加利烈度表加以修订，把最高阶10细分为3阶，但是他没有标明相应的加速度。在欧洲，这些烈度表都还在用。伍德-纽曼(Wood-Neumann，1931)更进一步地修正了麦加利-坎坎尼-西伯格地震烈度表并称之为修订的麦加利烈度表(或简称MM烈度表)。目前，这种表正在美国和其它很多国家使用。

表 3-2 地震烈度和最大加速度

麦 加 利	坎 坎 尼 (伽)
I	0.25
II	0.5
III	1.0
IV	2.5
V	5.0
VI	10
VII	25
VIII	50
IX	100
X	250
XI	500
XII	1000

美国海岸与大地测量调查局(USCGS，1948)提出的与MM烈度表相应的加速度列于表3-3。日本气象厅(JMA)曾经用过的几种烈度表以及与现行烈度表相应的加速度列于表3-4。近来，对于一份全球通用的烈度表的需求日趋强烈，于是在1964年的国际地震工程会议上，由麦德维捷夫(Medvedev，苏联)、施蓬怀尔(Sponheuer，民主德国)和卡尼克(Karnik，捷克)共同拟编

表 3-3　　地震烈度和最大加速度

MM	II	III	IV	V	VI	VII	III	IX
伽(范围)	1—5	1- 8	2—21	2—75	5—175	18—140	51—350	250
伽(平均)	2.5	3.1	9.3	13.3	40	67	172	250

表 3-4　　JMA 地震烈度的修订与最大加速度

	1884	1898	1936	1949	伽
I	微弱	微弱	微弱	微弱	0.8—2.5
II III	弱	非常弱 弱	弱 微强 稍强	弱 稍强	2.5—8 8—25
IV	强烈	稍强	中强	强烈	25—80
V VI VII	灾害性的	强烈 灾害性的	非常强 灾害性的	非常强 灾害性的 毁坏性的	80—250 250—800 800<

的 MSK 烈度表，被选用为试验性的国际烈度表，但是该表还有很多问题尚未解决。JMA 烈度表、MM 烈度表和 MSK 烈度表的具体内容如下：

A. JMA 烈度表

0　无感：只有地震仪的记录；任何人都没有感觉。

I　微弱：个别处于静止状态的人或某些对地震特别敏感的人有感。

II　弱：大多数人有感，门和纸糊的滑动屏风(户障)微微作响。

III　稍强：建筑物和房屋摇动，门和户障刷响，枝形吊灯和其它悬挂物摇摆；容器中的液体明显晃动。

IV　强烈：房屋和建筑物强烈摇动；不稳物体跌落；敞口容

器中的液体(至少占容积的 4/5)溢出。

V 非常强烈：涂泥灰的墙开裂；重的物体，例如墓碑和石灯笼倒下，砖烟囱和泥-灰仓库(或栈房)损坏。

VI 灾害性的：约 30%的木屋倒塌；大量滑坡，堤防破坏，平地裂缝。

VII 毁坏性的：30%以上的木屋倒塌；物体倒下；在平地上可见波状形变。

B. MM 烈度表

I 除了少数处于特别有利的环境中的人之外，一般都没有感觉。

II 只有少数处于静止状态，特别是在建筑物高层的人有感，灵敏的悬挂物摆动。

III 室内的人、特别是在建筑物高层的人明显有感，但是许多人并未意识到这是一次地震。停着的汽车轻微摇摆。感受到的振动就象卡车经过一样。可估计持续时间。

IV 在白天，室内的多数人和室外的少数人有感。在晚上有些人惊醒。杯盘、门窗碰响；墙壁噼啪作响。感觉就象载重卡车撞在建筑物上。静止的汽车明显摇摆。

V 几乎所有的人都有感；许多人惊醒。一些杯盘、窗户破碎；少数墙灰碎裂；不稳的物体翻倒。树枝、电线杆和其它细长的物体有时明显地摆动。时钟停摆。

VI 所有人都有感，很多人惊慌并逃到屋外。一些笨重的家具移动；有少数掉灰或烟囱损坏现象。破坏轻微。

VII 所有的人都逃到屋外。设计和施工良好的建筑物有几乎不被察觉的损坏；普通建筑物有轻微至中等程度的破坏；破旧的或设计低劣的建筑物严重损坏，有些烟囱破裂。驾驶汽车的人有感。

VIII 特殊设计的建筑物有轻微破坏；普通的坚固房屋严重损坏，部分倒塌，破旧建筑物严重毁坏。框架结构的围护

墙倒塌。烟囱、工业烟囱、柱、石碑、墙倾倒。笨重的家具翻倒。少量的砂和泥喷出地表。井水变化。行驶中的汽车不稳。

IX　特殊设计的建筑物严重损坏；设计合理的框架结构歪斜；坚固的建筑物毁坏，部分倒塌。建筑物移离基础。地面明显开裂。地下管道破裂。

X　一些建造良好的木结构建筑毁坏；大部分石造的和框架结构连同基础一起毁坏；地面严重开裂。铁轨弯曲。河岸和陡峭的山坡大量滑塌。泥沙移动。水漫过(流过)堤岸。

XI　只有很少的(砖石造)建筑物仍然不倒。桥梁毁坏。地面产生宽大裂缝。地下管线全部失效。软弱地基上出现滑坡及山崩。铁路严重扭曲。

XII　全部毁灭。地表波状起伏。视线和水平线畸变。物体抛向空中。

C.　MSK 烈度表(1964)

1．表的分类

I　结构类型(无抗震措施的建筑)

A类结构：毛石房屋，农村建筑物，土坯房屋，泥土砌成的房屋。

B类结构：一般的砖房，大型砌块及预制件房屋，半木结构的房屋，天然粗削石房屋。

C类结构：加固的建筑物，修建良好的木结构。

II　数量定义

个别，少数：约5%；许多：约50%；大多数，约75%。

III　建筑物破坏的分类

1类：轻微损坏：抹灰层有细小裂缝；小块灰土掉落。

2类：中等损坏：墙上出现小裂缝，抹灰层大块脱落；掉瓦；烟囱裂缝，部分倾倒。

3 类：严重损坏：墙上出现大而深的裂缝；烟囱倒塌。

4 类：破坏：墙体破裂；建筑物局部倒塌；建筑物因联结破坏而分为数段；内墙和框架填充墙倒塌。

5 类：毁坏：建筑物全部倒塌。

IV 烈度标志的顺序

a）人和周围环境；b）各种类型的建筑物；c）自然现象。

2．MSK 烈度表

I 不引人注意

震动强度低于人的感觉，只有地震仪才能检测和记录到震动。

II 勉强可以感觉到（非常轻微的）

只有个别在室内处于静止状态的人，特别是住在楼上的人才有感觉。

III 微弱的，局部有感

在室内的少数人和室外处于有利环境中的人有感。振动就象一辆轻型货车开过。注意观察能发现悬挂物有轻微摆动，楼上比较明显。

IV 普遍有感

室内的多数人和室外的少数人有感。各处都有人惊醒，但无人惊恐。象一辆载重货车开过一样振动。窗、门和器皿碰响。地板和墙壁嘎嘎作响。家具开始摆动。悬挂物轻微摆动。敞口容器中的液体轻微振荡。在停止的汽车里感到明显振动。

V 惊醒

a）室内所有的人和室外的许多人感觉到地震。许多睡着的人惊醒。少数人逃到屋外。动物不安。建筑物普遍动摇。悬挂物强烈摇摆。挂画移动位置。有的钟停摆。少数不稳的物件翻倒或移动。未锁的门窗开

而复闭。开口容器中装满的液体有少量溢出。振动的感觉犹如室内重物坠地。

b) A类建筑物可能有轻微损坏。

c) 泉水流量时有变化。

VI 惊恐

a) 室内和室外的大多数人有感。室内的许多人惊恐并逃到屋外，少数人失去平衡。家畜奔离畜舍。器皿和玻璃制品偶有打碎，书籍掉地。笨重的家具移动，钟楼上的小钟自鸣。

b) 许多A类建筑物和个别B类建筑物出现轻微损坏。个别A类建筑物出现中等损坏。

c) 潮湿的地面上可能出现1厘米宽的裂缝；山区偶而出现滑坡；可以观察到泉水流量和井水位的变化。

VII 建筑物损坏

a) 大多数人惊骇并逃出屋外。许多人站立不稳。驾驶汽车的人感到震动。大钟自鸣。

b) 许多C类建筑物遭受轻微损坏。许多B类建筑物出现中等损坏。许多A类建筑物遭受严重损坏，少数破坏。个别情况下，陡峭山坡上的公路边坡崩滑，路面开裂；管道接缝损坏；石墙出现裂缝。

c) 水面出现波纹，水由于底泥上翻而变混。井水位和泉水流量变化。少数情况下有涸泉恢复流水或现有的泉停止出水。在个别情况下，砂土和砾石河岸局部滑塌。

VIII 建筑物破坏

a) 人们惊慌失措，甚至开汽车的人也感到不安。树枝折断。笨重的家具移动，部分翻倒。吊灯部份损坏。

b) 许多C类建筑物受到中等损坏，极少数有严重损坏。许多B类建筑物出现严重损坏，少数破坏。许多A

类房屋破坏，少数毁坏。管道接缝偶有破裂。纪念碑和石碑移动和扭转。墓碑翻倒。石墙倒塌。

c）在陡坡修筑的公路上出现小塌方；地面产生宽数厘米的裂缝。湖水变混。水井干涸或枯井充水。更多的情况是水位和流量的变化。

IX 建筑物普遍损坏

a）普遍惊恐。家具严重损坏。牲畜乱跑乱叫。

b）很多C类建筑物遭严重损坏，少数破坏。许多B类建筑物破坏，极少数毁坏。许多A类建筑物毁坏。石碑和柱倾倒。水库严重损坏；地下管道部分破裂。个别铁轨弯曲，公路损坏。

c）在平原上常见水和泥砂冒出地面。地面裂缝宽达10厘米，斜坡和河岸上的裂缝更宽，此外，地面上出现大量的小裂缝；山石坠落，大量山崩和滑坡，水面起大浪。水井干涸，枯井涌水。

X 建筑物普遍破坏

a）许多C类建筑物破坏，极少数毁坏。许多B类建筑物毁坏，大多数A类建筑物毁坏；堤坝、桥梁严重损坏。铁轨轻微弯曲。地下管道破裂或弯曲。铺砌的及沥青的路面呈波浪形。

b）地面裂缝宽达数分米，有时达一米。出现与河床平行的宽大裂缝。松动的岩石从陡坡上跌落。河岸和陡峭的海岸可能产生大量的滑坡。海岸地区泥沙移动；井水水位变化；水从运河、湖泊、江河中冲上陆地。形成新的湖泊。

XI 灾难

a）修建良好的建筑物、桥梁、水坝和铁路受到严重损坏，公路无法通行；地下管道破坏。

b）由于宽大的裂缝和断裂以及水平和垂直方向的运动，

地面严重变形；大量山崩，岩石坠落。

地震烈度需要专门研究。

XII 景观变化

a）所有地上和地下的建筑物严重破坏或毁坏。

b）地貌根本改观。可以观察到由大面积的水平运动和垂直运动引起的巨大地裂缝。在大范围内出现岩石的坠落和河岸的崩塌；堰塞成湖；形成瀑布，河流改道。

地震烈度需要专门研究。

1932年，M. 石本获得了最大加速度 a_{max}［根据东京大学校园内地震研究所的首层地下室中的石本地震仪（0.1秒）的记录］和地震烈度 I_{JMA}（日本气象厅的烈度）之间的经验关系式：

$$a_{max}=0.125\times 10^{0.602I_{JMA}}. \tag{3.1}$$

1937年，H. 河角(Kawasumi)在石本关系式中增加了新的资料并将其发展成为下列经验公式：

$$a_{max}=0.253\times 10^{0.5I_{JMA}}. \tag{3.2}$$

石本指出：必须注意，建立这类经验关系式所用的记录是在钢筋混凝土建筑的地下室中获得的，那里的卓越周期是0.3秒。在美国，F. 纽曼（Neumann, 1952）得到的最大加速度 a_{max}（获自美国各地的强震仪）和MM烈度表之间的经验关系式（见表3-5和图3-1）是：

$$a_{max}=0.91\times 10^{0.308I_{MM}}. \tag{3.3}$$

图3-1清楚地表明，由于各点之间的相关性不是很好，所以画一条通过所有点的简单直线来证明最大加速度和MM烈度间的关系是不对的。图中的三条实线是连接同一地点两次不同的地震资料的点而成的。这些线看来彼此几乎是平行的。取三条线的平均斜率，可得下列经验关系式：

$$a_{max}=c\times 10^{0.19I_{MM}}. \tag{3.4}$$

式中 c 是常数，因不同地点而异。图中的直虚线是按方程式(3.4)

表 3-5　　MM地震烈度和强震仪记录

地　震	日　期 年 月 日	强　震　仪				MM烈度
		位　置		最大加速度（伽）	卓越周期（秒）	
1．长滩	1933.3.10	I	弗农	120	0.30	7.5
		II	特米内尔地道	40	0.65	6.5
2．洛杉矶郡	1933.10.2	I	弗农	80	0.35	6
		II	特米内尔地道	30	0.65	5.75
3．哈迪河-麦开托湖	1934.12.30	III	埃尔森特罗	140	0.20	6
4．蒙大那州	1935.10.31	IV	海伦娜	120	0.40	8
5．北加州	1938.9.11	V	费尔代勒	70	0.40	6
6．英皮里尔谷	1940.5.18	III	埃尔森特罗	330	0.20	7.5
7．戈尔达角	1941.2.9	V	费尔代勒	50	0.40	6
8．圣巴巴拉	1941.4.30	VI	圣巴巴拉	160	0.30	7
9．尤里卡	1941.10.3	V	费尔代勒	70	0.40	6
10．加州中西部	1949.3.9	VII	霍利斯特	140	0.35	7
11．皮吉特海峡	1949.4.13	VIII	奥林匹克	180	0.35	8
		IX	西雅图	50	0.90	8

给出的斜率，通过每个点画成的。根据这些虚线的关系，我们就可以算出在 MM 烈度表上属于 VIII 度的任何地点的最大加速度。

图 3-2 是根据每一地点的卓越周期 T_G 得到的加速度图。该图清楚地表明，各点之间的相关性已显著改善。于是，可推导出以下的经验关系式：

$$a_{max \cdot MM=8} = 42 \times T_G^{-1.3}. \tag{3.5}$$

根据方程式(3.4)和(3.5)又可以得到以下的公式：

$$a_{max} = 1.6 \times T_G^{-1.3} \times 10^{0.18 I_{MM}} \tag{3.6}$$

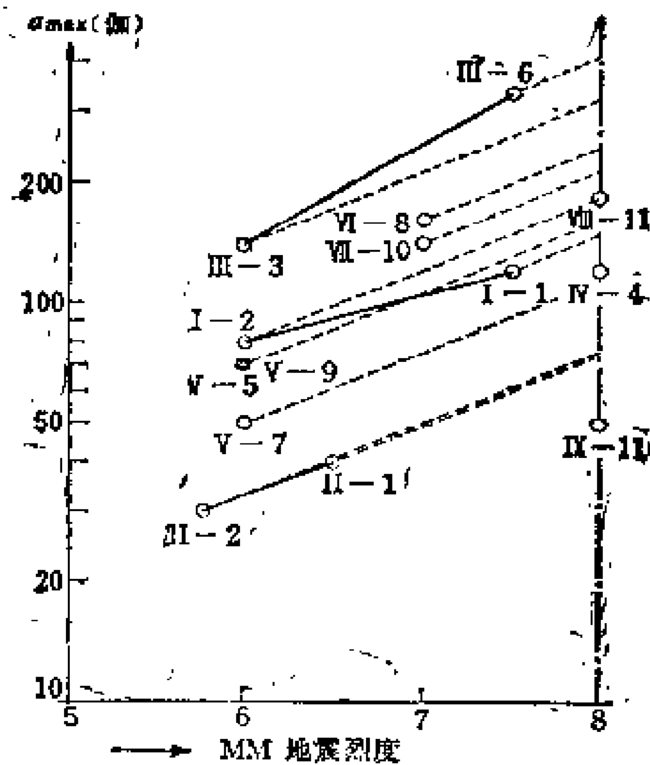


图 3-1 最大加速度与MM 地震烈度的关系

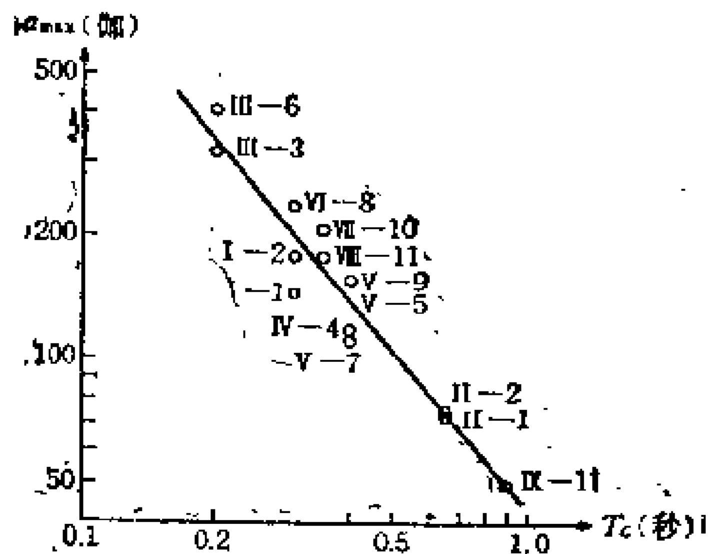


图 3-2 I_{MM}=VIII时最大加速度与各场地卓越周期间的关系

$$V_{max} = 0.26 \times T_G^{-0.3} \times 10^{0.18 I_{MM}} \quad (3.6')$$

在这一关系式中，当 $T_G = 0.3$—1.0 秒时，$T_G^{-0.3}$近似为常数——约 1.2，如图 3-3 所示。对于 T_G在 0.3—1.0 秒范围内的点，MM 烈度还可以单用地震最大速度振幅的函数来描述。其结果可表示为：

$$V_{max}(\text{厘米/秒}) = 0.31 \times 10^{0.18 I_{MM}} \quad (3.7)$$

图 3-4 为该式的图示。

根据上述理由可以推断，地震动对建筑物的破坏效应与速度

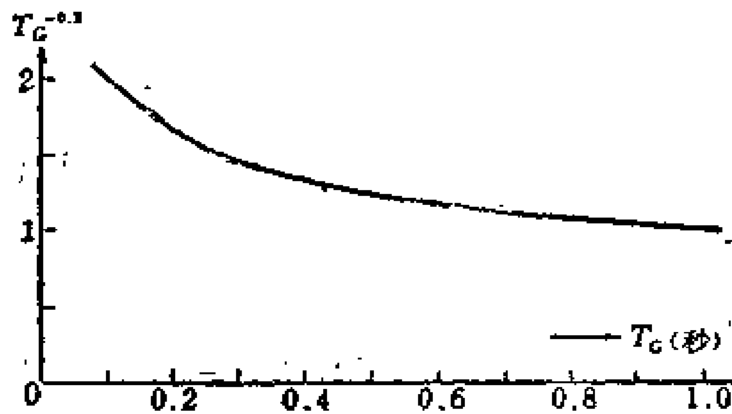


图 3-3　在 $0.3 < T_G < 1.0$ 范围内 $T^{-0.3}$接近于常数

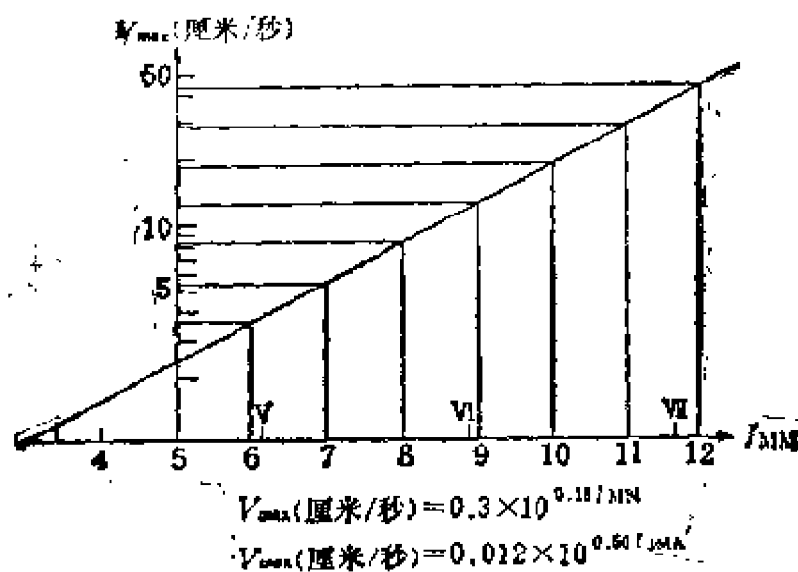


图 3-4　地震速度幅值与 I_{MM}烈度表的关系

幅值的关系远比它和地面运动的最大加速度幅值的关系密切。这一结论看来和很多实际的震害是一致的。

关于这个问题，让我们引用一些人对震动的感觉的资料作为参考。图 3-5 是一次关于振动感觉阈限值的实验结果。实验对象坐在作水平谐波运动的振动台上的一张椅子里[1]。由图明显可见，人体对振动的感觉是由运动的加速度引起的。该图也清楚地表明，一个坐着的人具有固有周期为 0.3 秒的振动特性。感觉振动的范围是很宽的，它取决于多种因素的组合，例如振动的类型，人的心理状态（受有无生望的影响）、生物学状态(例如位置——坐着还是站着)和环境的影响(眼睛或耳朵的感觉)。经验表明，人在实际地震时对振动的感觉要低于做谐波运动实验时对振动的感觉。

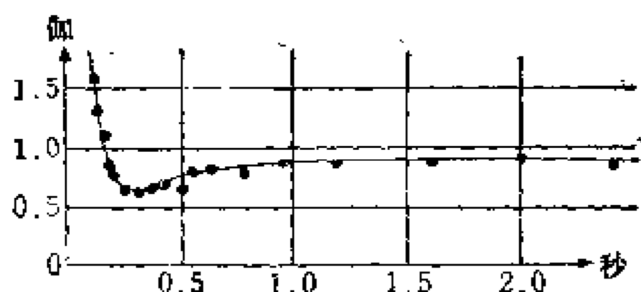


图 3-5 坐在振动台上的人的振动感觉

振动容许强度的测定对于运输工具、工厂的机器、建筑机械等的耐震性是非常重要的。但是，由于这个问题含有复杂的因素（前文提及），所以很难获得定量的测值。根据周期振动实验的可用资料推导出的初步建议示于图 3-6[2]。通常，冲击型振动振感的下限在量值上小于周期型的和连续型的振动。根据在实际地震中各类感觉阈限的研究，统计阈限约为 0.5 伽。

地震时，地震波从震源向所有的方向传播，它们的振幅随距离而减小。因此，如果地球的地质构造是均质的，那么地面上地震运动的强度在围绕震中的圆周上将是一致的。随着圆半径的增加，强度将减小。当然，烈度的实际分布没有这么简单。我们可以参看图 3-7，这是新潟地震(1964)的烈度分布(根据 JMA 烈度

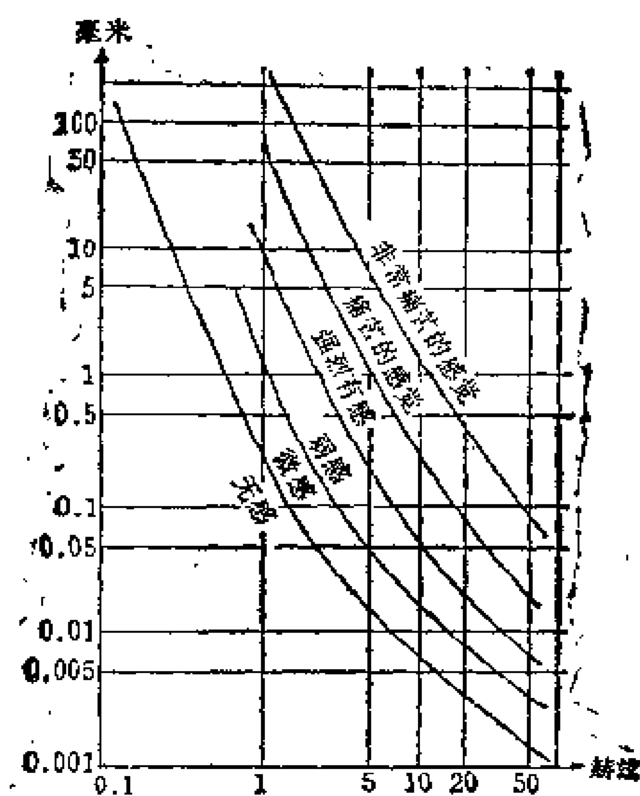


图 3-6　人感觉的限度

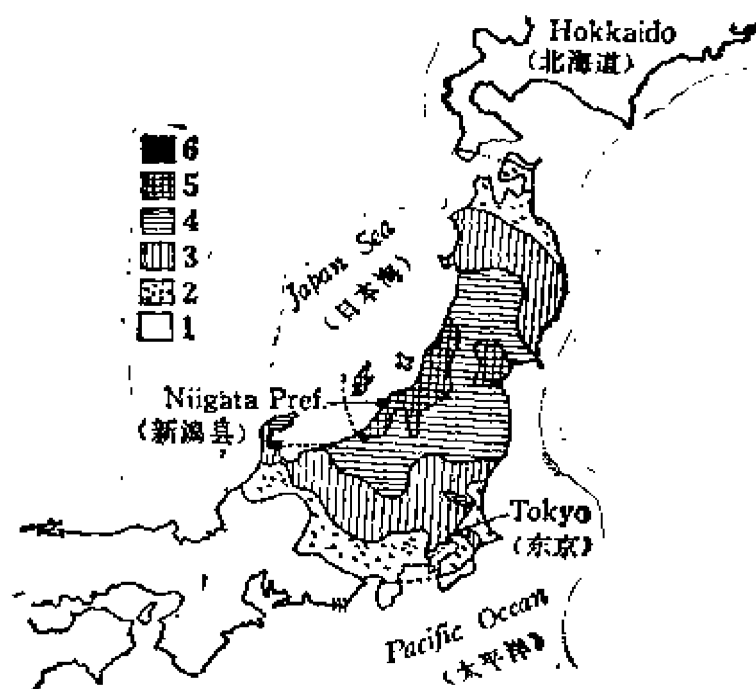


图 3-7　新潟地震(1964)等震线图

表绘制的等震线图)。一般情况下，等震线图上所表现的复杂性受由震源发出的地震波辐射图型的方向性、地震波传播途径上的地质构造的非均质性以及表上不同性质的影响。

图 3-8 是一个美国的实例，它详细研究了在不同地质条件下，地震烈度和震中距的关系：花岗岩露头、坚硬的沉积基岩和地表层的烈度(MM 烈度表)衰减曲线[3]。根据花岗岩露头的衰减曲线并假设地震是由断裂运动引起的，该项研究推论，地震的大部份能量是通过断裂的有限部份释放的，而不是沿着断裂的整个长度均匀地释放的。此外，这项研究还表明，根据等震线图确定的震中位置不一定和由仪器确定的震中位置吻合。该文进一步阐明了这种矛盾的含意：

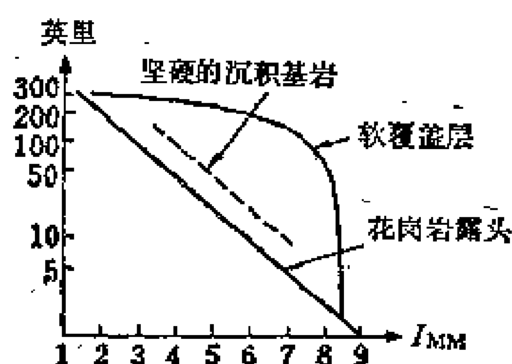


图 3-8 美国的实例

“因为一台灵敏的地震仪能够检测到甚至是非常小的地震现象，根据地震初始波的到时所确定的震中位置往往是在沿断裂发生破坏性的破裂前岩石开始微量运动的点。因此，根据地震仪的原始记录不可能确定由断层的最大破裂而释放巨大能量的部位。”

图 3-9 表示南海地震(1946)期间，高知县房屋破坏的异常分布。这次地震的震中定在本州岛潮岬外数十公里的海中。然而，破坏最强烈的却是四国岛高知县南部的中村镇(Δ≈250 公里)。从图 3-9 可以明显看出，在高知县境内，破坏的分布图象是非常复杂的，但是有一点很明显，即沿海冲积平原区所受的破坏比内陆山地要严重得多。在本州小岛湾前的冈山县，有些村镇所受的破坏并不亚于中村镇，其中兴除村和冲田村的破坏率大于50%。有些异常损坏甚至扩展到沿宍道湖的某些地区(Δ≈350 公里)(在中国山脉另一边的岛根县)，在那里有几十间房屋完全毁坏。这个数字等于正南面广岛县的被毁房屋的总数。沿宍道湖，主要破坏集

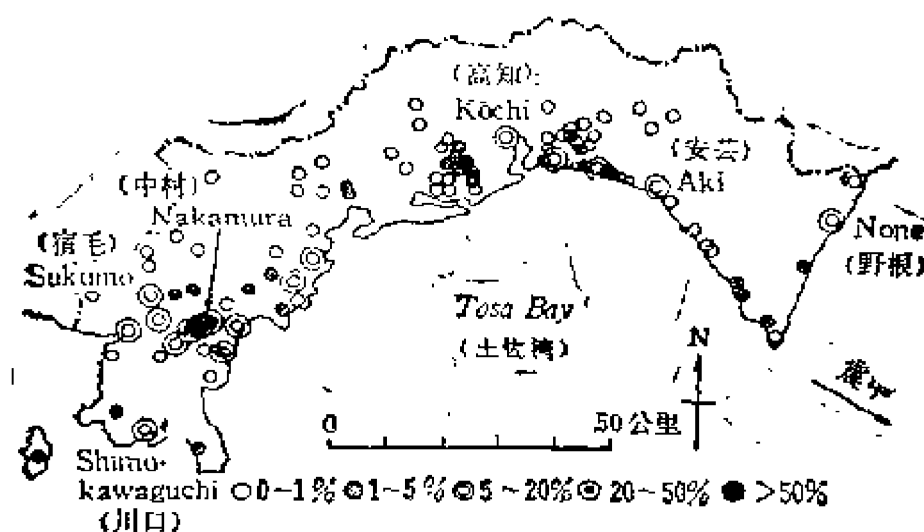


图 3-9 南海地震（1964）时高知县的震害分布数字表示建筑物震害指数（＝全部损坏的房屋数目＋1/2 部分损坏房屋数目）×100/房屋总数

中在大社市很小的地区内。这个地区的脉动频率-周期曲线是非常平滑的，如图 3-10 所示。

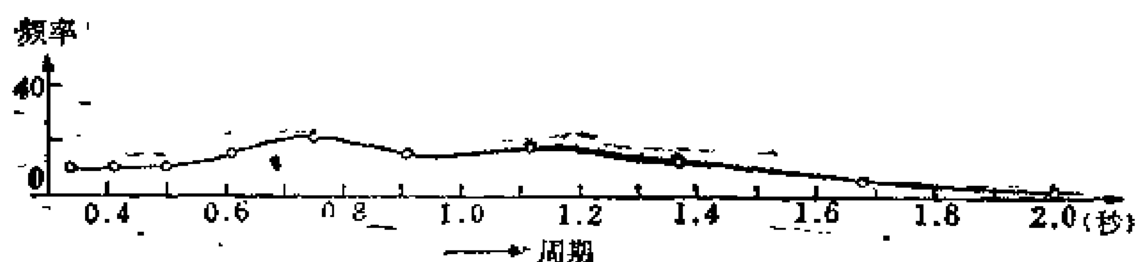


图 3-10 震害异常区脉动的频率-周期曲线

3.2 地震强度

作为经济、合理的抗震结构设计的基础，理想的地震强度量度需要综合地面运动的各种特性——振幅、频率、持续时间等，这些都与建筑物的震害有关。在日本，进行抗震设计时普遍采用地面运动的最大加速度除以重力加速度作为量度，简称为“地震

强度”。但是，由于强震仪记录了非常强的加速度，所以上述定义就变得含糊不清了。在使用强震仪之前，地震强度往往根据形状简单的物体(例如墓碑)的倾倒和滑动来计算。根据一个矩形物体的倾倒，近似确定地震强度的方法如下(见图 3-11)，假设W为重量，H为高度，B为底宽，g为重力加速度(以伽为单位)，分别以a_h和a_v表示地震动的水平加速度和垂直加速度(伽)，则水

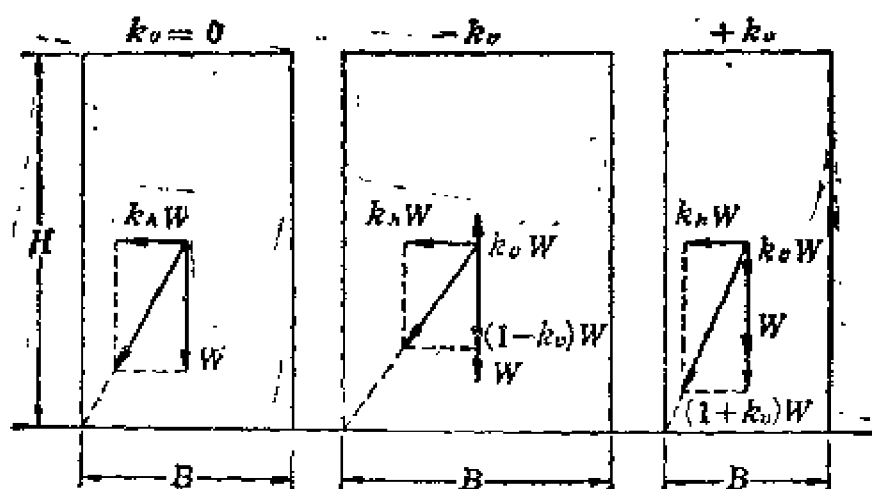


图 3-11 矩形物体的倾倒

平强度k_h和垂直强度k_v就可以表示为$k_h=a_h/g$和$k_v=a_v/g$。这里，简单地假设，当作用在矩形物体重心的垂直力和水平力的合力偏离物体底面时，物体就开始倾倒，倾倒的临界条件是：

$$\frac{B}{H}=\frac{a_hW}{gW\pm a_vW}=\frac{k_h}{1\pm k_v} \tag{3.8}$$

(分母中正负号的选用原则是：当地震动的垂直加速度向下时取正号，向上时则取负号)。基于垂直加速度远小于水平加速度的假设，在很多情况下，水平强度可以简单地用物体的底宽和高度的比来确定。但是，当向上加速度增大时，物体比较容易倾倒，这样，根据新的比值得到的水平地震强度将大于实际水平地震强度。以上述方法为主获得的一些大地震的地震强度的实例列于表 3-6。

表 3-6　　　　根据石碑倾倒估算的地震强度

地　　震	年　份	位　　　置	水平强度
浓　　尾	1891	岐阜大垣	0.3
东　　京	1894	东京市区	0.1
		东京近郊区	0.04
加利福尼亚（旧金山）	1906	旧金山市区	0.25
		旧金山近郊区	0.1
姉　　川	1909	尊胜寺	0.4
		长　　滨	0.2
关　　东	1923	镰　　仓	0.5
		东京市区	0.2
		横滨市区	0.3
但　　马	1925	城　　崎	0.3
丹　　后	1927	乡　　村	0.4
北伊豆	1930	大　　场	0.4
		元箱根	0.3
南　　海	1946	高　　知	0.4
		和歌山	0.2
福　　井	1948	森　　田	0.5

彻底讨论矩形物体倾倒的力学问题是非常复杂的。即使两个矩形体的高度和底宽之比相等，小的也比大的容易倾倒。某项研究表明，当矩形物体受长周期运动作用时，其倾倒方向受控于地面运动最大幅值的方向，但是当它受到短周期运动的作用时，倾倒方向取决于初始地面运动的方向，而并不取决于主要的最大幅值的方向。其它研究认为，圆柱体的倾倒与圆柱直径和地面运动振幅的比率有关，或者与加速度的时间变化率有关[4]。

无论如何，地震时墓碑的倾倒是非常复杂的，而且可能更受各地土质条件的影响。因此，尽管倾倒物体的野外观察提供了地震强度正比于地面加速度这个尺度，但是随之而来的问题是这个简单尺度的适用范围有多大？

虽然“墓碑法”存在很多问题（如我们迄今所了解的），但是对于统计目的来说它还是非常有用的，因为在日本到处都有墓碑，而且各处墓碑的形状差异很小。因此，它们暂时仍可作为估算地震强度的一个工具。

表 3-7 给出了日本和美国一些强震图的最大加速度值。地震强度及木屋震害的相互关系（基于在一个地区内木屋抗震能力可

表 3-7　　强震图的最大加速度

地　震	日期 年　月　日	记录地点	最大加速度 （单位：g）
长　滩	1933．3.10	长　滩	0.23
英皮里尔谷	1940．5.18	埃尔森特罗	0.33
圣巴巴拉	1941．6.30	圣巴巴拉	0.16
皮吉特海峡	1949．4.13	奥林匹亚	0.18
克恩郡	1952．7.21	塔夫特	0.18
尤里卡阿卡塔	1954.11.21	尤里卡	0.23
霍里斯特	1961．4.8	霍里斯特	0.16
广尾海外	1962．4.23	钏　路	0.38
松代震群	1966．4.5	保　科	0.55
		若　穗	0.26
	1966．5.28	川中岛	0.20
帕克菲尔德	1966．6.28	帕克菲尔德	0.50
圣费尔南多	1971．2.9	帕柯依马坝	1.15
英皮里尔谷	1979.10.15	埃尔森特罗	1.49

用正态概率分布表示的假设）可用下式表示[5]：

$$Y=\frac{100}{\sqrt{\pi}}\int_{-\infty}^{hk}e^{-h^2(k-K)^2}\mathrm{d}(hk), \qquad (3.9)$$

式中，k 表示地震强度，K 是标准抗震性能（这意味着当 $k=K$ 时，房屋将倒塌一半），Y 是强度为 k 时的倒塌率（%），h 是该地区房屋抗震性能分布的常数。〔其中，倒塌率定义为房屋破坏的总数（×100）除以房屋的总数〕。例如根据可用的震害统计资料，我们发现，对于浓尾地震（1891），$K=0.4$，$h=15.9$，而对于关东大地震(1923)，$K=0.45$—0.5，$h=7$—10。

3.3 震　级

如果我们能用地震释放的总能量来表示地震的大小，那就方便了。但是，由于这样的能量值不易计算，所以为了方便通常应用所谓的"震级 M"。震级 M 的定义是：在距震中 100 公里处伍德-安德森(Anderson)地震仪（固有周期 0.8 秒，临界阻尼比 $h=0.8$，放大倍数为 2800）记录到的最大振幅 A（微米）的常用对数[6]。〔见方程式(3.10)〕。

$$M=\log_{10}A. \qquad (3.10)$$

震级 M 和能量 E 的经验关系式可表示为：

$$\log_{10}E=11.8+1.5\,M. \qquad (3.11)$$

最小的有感地震的震级大约为 $M=1.5$，相应的能量为 10^{14} 尔格。能在震中附近造成震害的地震震级为 $M=5$ 或稍大，相应的能量约为 10^{19} 尔格。在日本，根据地震图推导震级的公式是[7]：

$$M=1.73\log_{10}\Delta+\log_{10}A-0.83, \qquad (3.12)$$

式中，A 是观测台地震运动的最大振幅（微米），Δ 是观测台到震中的距离。

地震大小的另一种量度是根据在震中距 100 公里处观测的或计算的 JMA 烈度来定义的[8]。这样定义的震级 M_k 和前述"震

级 M 有如下关系：

$$M_k = 2M - 9.7. \tag{3.13}$$

根据这些定义和公式，关东大地震(1923)的震级是 $M=7.9$ ($M_k=6.1$)，相应的能量为 10^{24} 尔格；南海地震(1946)的震级是 $M=8.1$ ($M_k=6.5$)，能量为 10^{24} 尔格；福井地震(1948)的震级为 $M=7.3$ ($M_k=4.9$)，能量为 10^{23} 尔格。

有时JMA(日本气象厅)用有感区的半径来表示地震的大小。令有感半径为 r，则定义 $r>300$ 公里的地震为显著地震，300 公里 $>r>200$ 公里的地震为比较显著地震，200 公里 $>r>100$ 公里的地震为区域地震，而 100 公里 $<r$ 则为地方震。在一次显著地震中，震中附近受到烈度为V或稍高（JMA 烈度表）的强烈运动。（震源深度为 0—30 公里的地震叫非常浅的地震；30—100 公里的叫浅源地震；100—200 公里的叫中源地震；200—500 公里的叫深源地震；大于 500 公里的叫超深源地震。或者更为简单地把震源深度小于 100 公里的地震称为浅源地震，而把震源深度大于 100 公里的地震称为深源地震。）

3.4 发生过地震的地方

图 3-12 是 1900—1965 年全世界发生的大地震震中分布图。该图清楚地表明，地震并不是均匀地发生在世界各地的。那些经常发生地震的地带叫做地震带。最主要的地震带一条是连接新西兰、新几内亚、菲律宾、日本、阿留申、北美洲西海岸和南美洲西海岸的地震带——称为环太平洋地震带，另一条是连接地中海的北部、小亚细亚、中亚、喜马拉雅的南部、马来半岛和印度尼西亚的地震带——称为欧亚地震带(或阿尔卑斯地震带)。

图 3-13 是日本及其周围地区的历史地震震中分布图。发生在日本太平洋一侧的都是大地震，遭受破坏的地区从本州到九州岛，占日本领土的三分之一。近代的东海地震和南海地震是这类

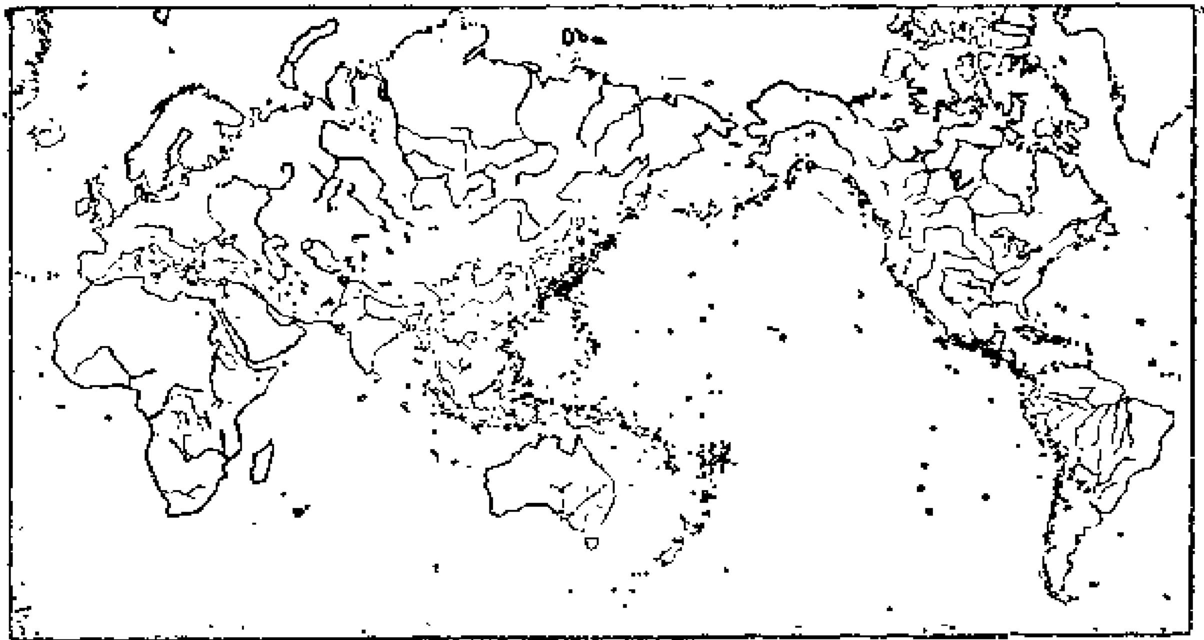


图 3-12 1900—1965 年大地震的震中分布

大地震的著名震例。从这些大地震所积累的震害资料是非常丰富的。但是由于这些地震的震中远离陆地，所以每个局部地区的烈度和震害都不很大。另一方面，发生在日本海一侧的地震震级虽然并不很高，但在局部地区经常造成很大的震害(例如 1948 年的福井地震和 1964 年的新潟地震)，因为这些地震的震中不是靠近海岸就是在陆地上。

地震一般发生在几十公里的深处，偶而也发生在几百公里的深处。1927 年 1 月 15 日，径崎冲地震的深度达 450 公里。深源地震造成破坏的记载是很少的。深源地震一般发生在一定的地区，日本的深源地震大部分发生在经由八大岛(位于太平洋)、伊势湾、琵琶湖、若狭湾进入日本海的一条狭窄的地带(见图 3-14)。

3.5 过去发生地震的时间

日本首次地震事件的记载见于公元 416 年的日本 允 恭 时 代

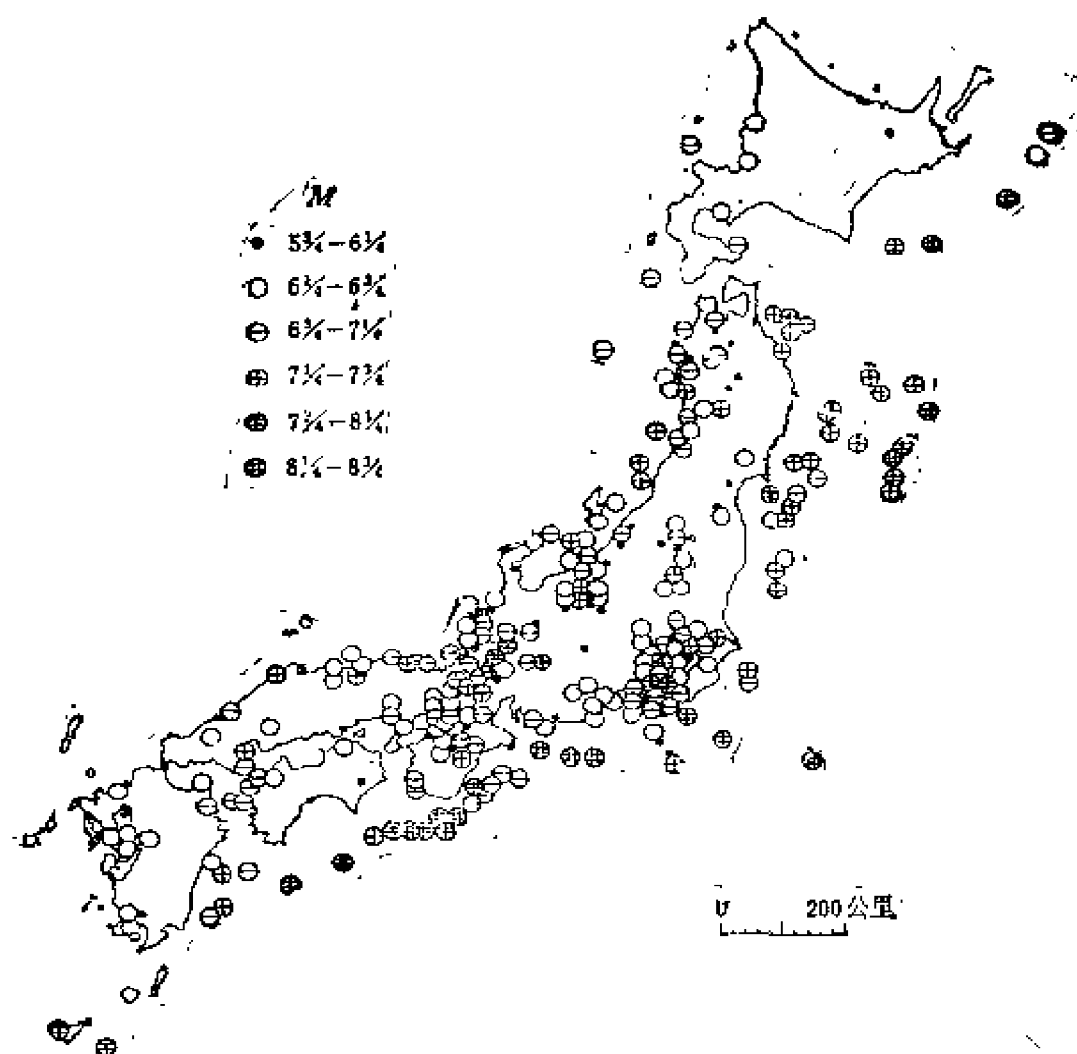


图 3-13　日本及周围地区的历史地震震中分布图
（据 T. Usami）

（日本编年史），内容是"河内郡震动"。第一次震害记载见于公元599年，也是革喜时代，记载内容是"大和郡震动并毁屋"。对第一次地震记载和第一次地震破坏记载之间约200年的间隔，曾有如下的解释[9]：

"在古时候，地震的破坏是罕见的，原因是居住条件原始，夏季人们在树上筑巢，冬季则住在山洞里。公元542年，随着佛教传人日本，开始了寺庙和神龛的建造，随后民居的形式有了巨大的变化：人们开始建造住房。此后才开始有地震损坏房屋的报



图 3-14　日本及邻区的深源地震震中分布图

导。”

图 3-15 用条线图表示日本历史上记载的大地震($M>7$)，其中震级的大小用条线的长度来表示。由图可见，在有记载的 1500 年间，有三次地震活动期：公元 700—900 年，1600—1700 年和 1850 年以后。用同样的历史资料，做出图 3-16 那样的月地震频度图，看来在一年之中没有地震活动特别多的特殊月份。

日本历史上发生的$M>8$的大地震列于表 3-8。根据这个表我们发现，这样的地震大约每 100—150 年发生一次。表 3-9 列

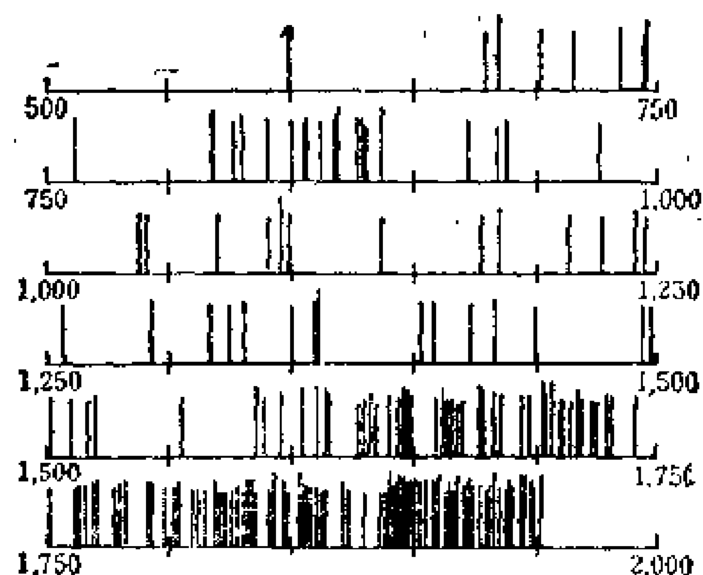


图 3-15　在日本历史上大地震($M>7$)的时间

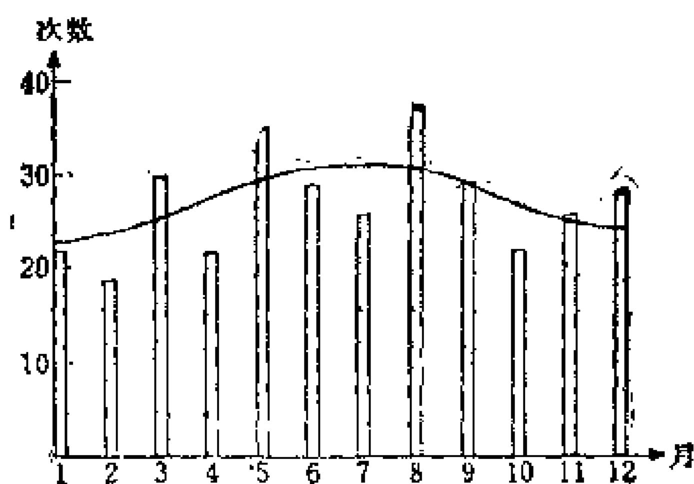


图 3-16　日本历史地震的月分布

出二十世纪的破坏性地震。在日本，有些地方几乎 1—1.5 年就受到一次地震的破坏。（日本的有些地方平均每天有好几次小的有感地震。）

表 3-8　日本的主要地震($M>8$)

日　期	地　点	震级	破　坏　情　况
684.11.29	土佐、东海、南海、西海地区	8.4	许多房屋倒塌。海啸淹没了土佐附近12平方公里的稻田
869.7.13	陆　奥	8.6	三陆地震。大海啸。城郭、民房损坏。三陆海外的海啸淹死1000多人
887.8.26	京都及邻近地区	8.6	建筑物倒塌。发生海啸。许多人死亡(南海、东海外)。同一天信农发生地震。滑坡堵塞了河流，河水泛滥，淹没了北边的6个县，造成广泛的破坏和伤亡
1096.12.17	畿内、东海和南海地区	8.4	寺庙、神龛、桥梁损坏。东海道海外发生海啸
1361.8.3	畿内和南海道部份地区	8.4	摄津阿波地区遭海啸破坏。南海道许多房屋被冲走，许多人淹死
1498.9.20	东海道的全部地区	8.6	发生海啸，在伊势大凑，1000座房屋被冲走，5000人丧生。志摩10000人丧生；下郡26.000人丧生
1611.12.2	三陆、虾夷	8.1	巨大的海啸。在伊达灵1783人被淹死，在津轻海峡有3000人和许多房屋被淹，三陆1,000人死亡
1677.4.13	陆山(南部)	8.1	发生中等海啸(陆山海外)
1703.12.31	江户和东海道	8.2	20162座房屋损坏，5233人丧生。房总半岛的破坏最严重。江户和小田原火灾，造成许多伤亡。相模湾海外发生海啸
1707.10.28	东海、畿内、南海以及东山、西海道之一部分	8.4	许多房屋(29000)损坏；伤亡很多(死4900人)，九州东南至伊豆有海啸，土佐浪高20米，土佐西南部下沉，东海部上升
1854.12.23	东海、南海	8.4	巨大的海啸。8300座房屋损坏，冲走300人(死亡)。火灾焚屋600座，挤死30人
1854.12.24	伊势湾到九州的东北部	8.4	房总半岛到九州东部巨大的海啸。20000余座房屋被毁；土佐、纪伊和大阪有6000座房屋毁于火灾，15000座房屋被水冲走，海啸使3000人死亡，40000座房屋损坏
1891.10.28	美浓、尾张	8.4	除仙台以北外，整个日本有感。7273人丧生，80184座房屋部分毁坏，142177幢全毁。根尾谷断裂。在岐阜，余震延续了10年以上
1933.3.3	三陆海外	8.3	巨大的海啸。绫里湾浪高25米。4917座房屋被冲走，死亡3008人

日　期	地　点	震级	破　坏　情　况
1944.12.7	南海东部海外	8.0	尾鹫海啸高6米。998人丧生，2135人受伤。房屋毁坏26130座，损坏46950座，冲走3059座
1946.12.21	南海道海外	8.1	震害遍及四国、九州、近畿、中国和中部的一部分。死亡1330人，毁屋11591座，损坏23487座。2521座非居住的建筑物毁坏，4283座损坏，1451座被水冲走，2598座烧毁。纪伊半岛海啸高6.6米，很多地区地面位移。土佐15平方公里的农田没入海中
1952.3.4	十胜海外	8.1	十胜、日高、钏路发生灾难性的地震。同时发生海啸，房屋毁坏815座，损坏1324座，被水冲走91座，焚毁14座。28人死亡，287人受伤

表 3-9　　二十世纪日本发生的地震

日　期	地　点	震级	破　坏　情　况
1901.6.24	奄美大岛	7.9	在名濑有些破坏
1901.8.9	陆奥八户沿岸	7.7	青森县有18人死亡，8座房屋毁坏。8月10日发生另一次地震。小海啸
1902.7.30	陆奥三户郡	7.4	若干房屋损毁。1人死亡。3座房屋毁坏
1905.6.2	安艺海	7.6	广岛县有40座房屋毁坏，11人死亡。爱媛县有8座房屋毁坏，17人受伤
1905.6.7	伊　豆	7.0	一些房屋损坏
1909.3.13	房总海外	7.2	两次强震。沿房总半岛和东京湾有些损失
1909.8.14	姉　川	6.9	976座房屋毁坏，41人死亡
1909.8.29	冲绳东部海域	—	那霸和首里有些损失
1909.11.10	日向海外	7.9	影响广大地区。在日向，土佐，丰后和备中有伤亡和破坏
1910.7.24	有珠火山	6.5	火山喷发前有强烈的地震，一些房屋损坏
1911.6.15	喜界岛海域	8.2	毁屋422座，损屋561座，死亡12人
1913.6.29	鹿儿岛以西	6.4	第二天发生更强的地震，但损失轻微

续表

日　　期	地　　点	震级	破　坏　情　况
1914.1.12	樱　　岛	6.1	地震伴随火山喷发。120座房屋毁坏，29人因石头房屋和陡坡的倒塌而死亡
1914.3.15	羽后仙北郡	6.4	毁屋640座，死亡94人
1915.11.1	石卷海外	7.5	房顶上的水槽跌落。小海啸
1916.11.26	明石运河	6.3	损失较小
1917.5.18	骏　　河	6.3	静冈市损失较小，2人死亡。震中在大井川的上游
1918.11.11	信浓大町	6.1	两次破坏性地震。后一次较强。毁屋22座，死亡2人
1921.12.8	龙　　崎	7.1	地面裂缝。有些房子损坏
1922.4.26	浦贺海峡	6.9	横滨剧震，东京强震。西式建筑物损坏并有伤亡
1922.12.8	岛原半岛	6.5	194座房屋损毁，449座非居住建筑物毁坏，27人丧生
1923.9.1	南关东(关东大地震)	7.9	房屋毁坏128,266座，损坏126,233座，烧毁447,128座，被水冲走868座，99,331人丧生，103,733人受伤，43,476人失踪
1924.1.15	相模湾中部	7.2	1298座房屋被毁，19人死亡
1925.5.23	但 马 北	7.0	1295座房屋毁坏，428人丧生
1927.3.7	丹 后 北	7.5	2925人丧生，房屋毁坏12584座，焚毁3711座。有断层
1930.11.26	伊 豆 北	7.0	2165座房屋被毁，272人丧生
1931.9.21	武藏北西	7.0	206座房屋被毁，16人死亡
1933.3.3	三陆海外	8.3	(见表3-8)
1935.7.11	静 冈 市	6.3	363座房屋毁坏，9人死亡
1936.2.21	摄津、河内、大和	6.4	148座房屋损坏，9人死亡
1936.12.27	新岛、式根岛	6.3	35座房屋毁坏，3人丧生
1938.1.12	纪伊海外，田边	6.7	房屋毁坏2座，损坏2座

续表

日　期	地　点	震级	破　坏　情　况
1938.5.23	岩城海外	7.1	一些烟囱和泥墙损坏
1938.11.5	岩城海外	7.7	小海啸。20座房屋毁坏，1人死亡
1939.3.20	日向北	6.6	小海啸。稍有损坏
1939.5.1	男鹿半岛	7.0	585座房屋毁坏，27人死亡，小海啸
1941.7.15.	北千曲河	6.2	29座房屋毁坏，48座非居住建筑物毁坏，5人丧生
1941.11.19	日向海外	7.4	涉及广大地区。小海啸、房屋损坏情况：宫崎70座，大分35座，熊本6座；2人丧生
1943.3.4 1943.3.5	鹿狼、鸟取、鸟取海外	6.1 6.4	66座房屋倒塌，10人受伤
1943.9.10	野坂川、鸟取	7.4	产生断层。1083人丧生，6153人重伤，房屋毁坏7485座，损坏6158座，焚毁254座
1943.10.13	野尻湖	6.1	1人死亡，毁坏34座，损坏116座
1944.12.7	南海东部海域	8.0	（见表3.8）
1945.1.13	渥美湾北	7.1	产生断层1961人丧生，896人重伤，房屋毁坏5539座，损坏11706座
1946.12.21	南海道海外	8.1	（见表3.8）
1948.6.28	福　井	7.3	3895人死亡，16375人受伤，房屋毁坏35420座，损坏11449座，焚毁3691座
1949.12.26	今市、枥木	6.4	滑坡。10人丧生，房屋毁坏290座，损坏2994座
1952.3.4	十胜海外	8.1	（见表3.8）
1952.3.7	能登半岛海外	6.8	大圣寺地震。房屋损坏4座，焚毁27座，7人死亡
1952.7.18	奈良县中部		吉野地震。房屋毁坏20座，损坏26座，9人死亡，138人受伤
1953.11.26	房总海外	7.5	伊豆岛上公路开裂，八丈岛上发电厂的管道破裂。铫子有3米高的海啸

续表

日　期	地　点	震级	破　坏　情　况
1955.7.27	德岛南	6.0	1人死亡，5人受伤。滑坡。公路损坏并开裂
1955.10.19	二井、秋田北	5.7	151座房屋损坏，2人受伤
1956.9.30	白石，宫城	6.1	少量地面破裂。1人死亡，1人重伤
1956.9.30	中千叶		4人受伤，2座房屋及其它建筑物损坏
1961.2.2	长冈(长冈地震)	5.2	5人死亡，房屋毁坏220座，损坏465座，震源非常浅
1961.8.19	北美浓	7.0	福井、石川、岐阜等地有破坏。滑坡。1人死亡，12座房屋毁坏
1962.4.30	宫城北	6.5	公路、铁路和房屋有些损坏。毁屋369座，损坏1542座，死亡3人
1964.6.16	新潟淡岛南	7.5	新潟、山形和秋田有破坏。房屋毁坏1960座，损坏6640座，26人死亡。地面位移造成明显损坏
1965—1969	松代地震群		62621人感觉到许多次震动(9次为V度，50次为IV度)。15人受伤，房屋被毁10座，损坏4座。64人死于滑坡
1968.2.21	虾　野	5.7	3人死亡，42人受伤，房屋毁坏368座，损坏636座
1968.4.1	日向滩	7.5	57人受伤。房屋毁坏2座，损坏38座，被淹56座
1968.5.16	十胜海外	7.9	49人丧生，3人失踪，330人受伤，房屋被毁673座，损坏3004座。5米高的海啸，淹没房屋527座
1974.5.9	伊豆半岛海外	6.9	29人死亡或失踪，78人受伤。房屋毁坏46座，损坏125座，7座全部或部份焚烧
1975.4.21	大分中部	6.4	19人受伤，房屋毁坏31座，损坏30座。141处滑坡
1978.1.10	伊豆一大岛附近	7.0	25人死亡，139人受伤，房屋毁坏96座，损坏539座
1978.6.12	宫城海外	7.4	27人丧生，1227人受伤，房屋毁坏651座，损坏5450座。损坏桥梁98座，铁路139处。529处滑坡

续表

日　　期	地　　　点	震级	破　　坏　　情　　况
1980.6.29	伊豆半岛东部海域	6.7	8人受伤，1座房屋毁坏，17座部分损坏
1982.3.21	北海道南部海域	7.1	167人受伤，房屋毁坏27座，损坏711座

3.6 地震活动性

如果有可靠的长时期的地震记录可以利用，我们就能计算出某一地区在Y年内的烈度I和它的频度$n(I)$之间的关系。这个关系有助于用统计方法计算烈度阈值I_0，即I_0是一临界值，它使某一地区在y年内可能遭遇一次或多次烈度低于I_0的地震，但是那里在y年内遇到烈度大于I_0的地震的预期次数小于1。于是：

$$\sum_{I=I_0}^{\infty} n(I)=\frac{Y}{y}. \tag{3.14}$$

此外，JMA烈度I和最大加速度a的关系，可以下式表示：

$$a=0.45\times10^{0.5I} \tag{3.14'}$$

式中的加速度是用固有周期为0.1秒的地震仪测得的（仪器安装在地下室中卓越周期为0.3秒的坚硬地面上）。利用这个方程式，也可以计算出日本每个地方预期的加速度阈值。图3.17为根据计算结果画出的周期分别为75年、100年和200年的等值线图[10]。

还有另外一种绘制类似等值线图的方法。因为地震基岩处地震动的最大幅值可由第五章方程式（5.75）—（5.77）震级和震源距的函数关系给出，因此，利用震源距（见图3-13），将历史记载的大地震的震级代入方程式(5.76)，我们就能得到不同地点地震基岩处的速度幅值。这样，用上述方法就可以得到相应于y年周期的速度阈值。图3-18是$y=75$，100和200年时的速度阈

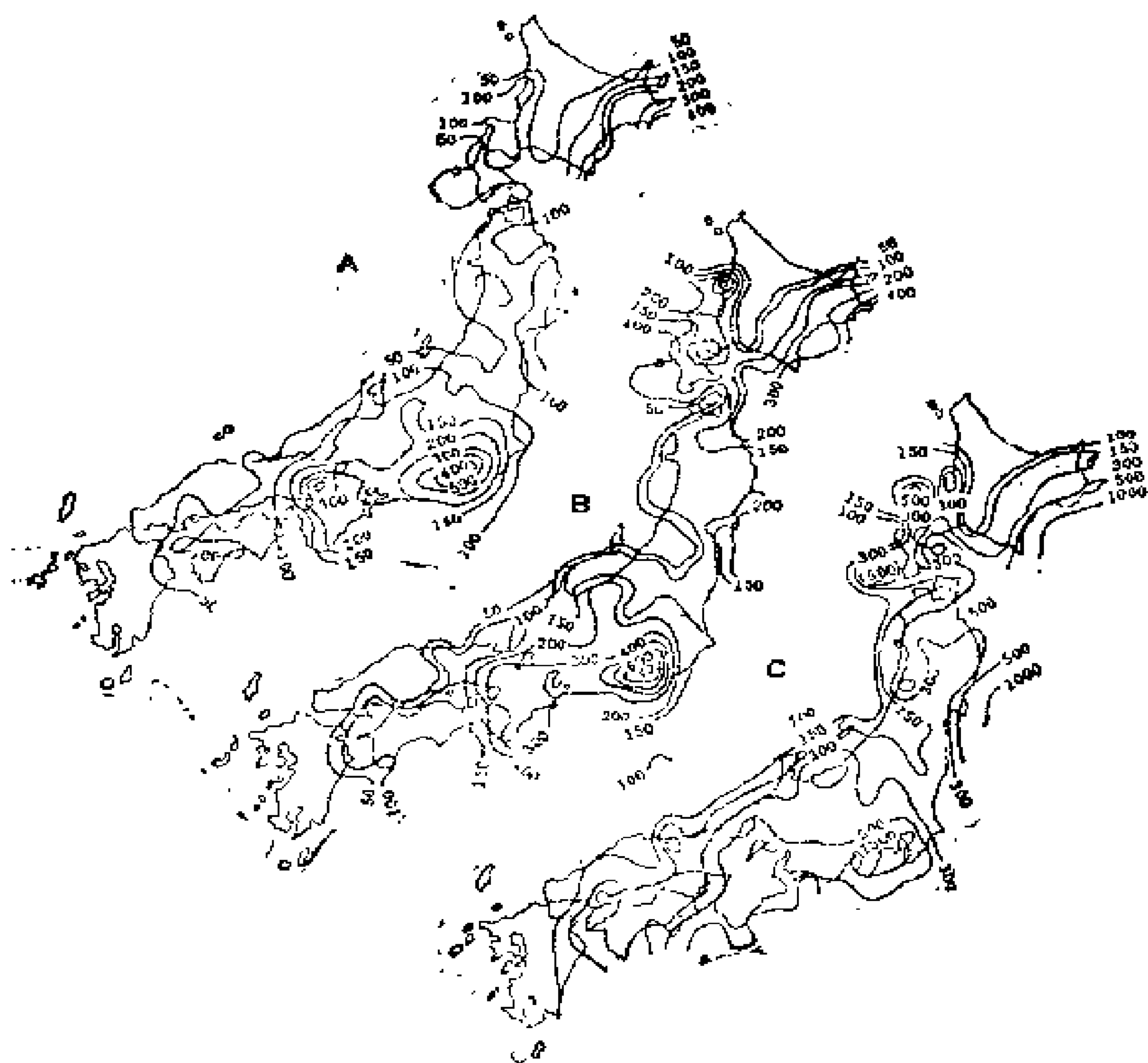


图 3-17 日本周期分别为 75 年(A)、100 年(B)、200 年(C) 加速度（伽）阈值等值线图

值等值线图。在这里的计算中，假设震源深度的平均值为 30 公里。

$$v_0 = 10^{0.61M - \left(1.66 + \frac{3.60}{x}\right)\log_{10} x - \left(0.631 + \frac{1.83}{x}\right)} \qquad (5.76)$$

历史地震中住房破坏频度的地理分布示于图 3-19。这三张图只是根据资料机械地绘制成的，它们不同于以下的图 3-20。

图 3-20 似乎表明，神奈川县的镰仓地区，在 1192 年镰仓封

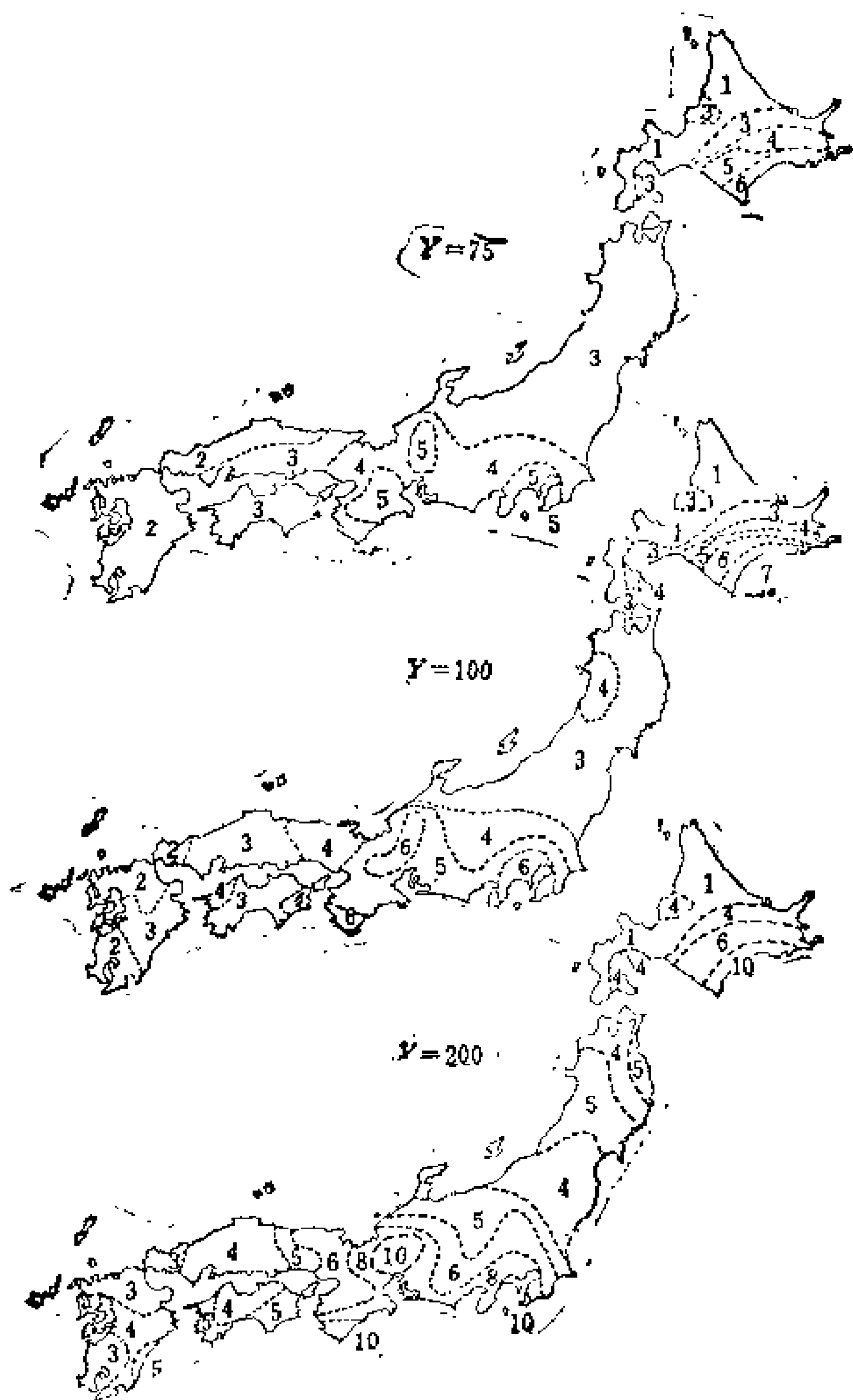


图 3-18 日本地震基岩处速度阈值(厘米/秒)的等值线图

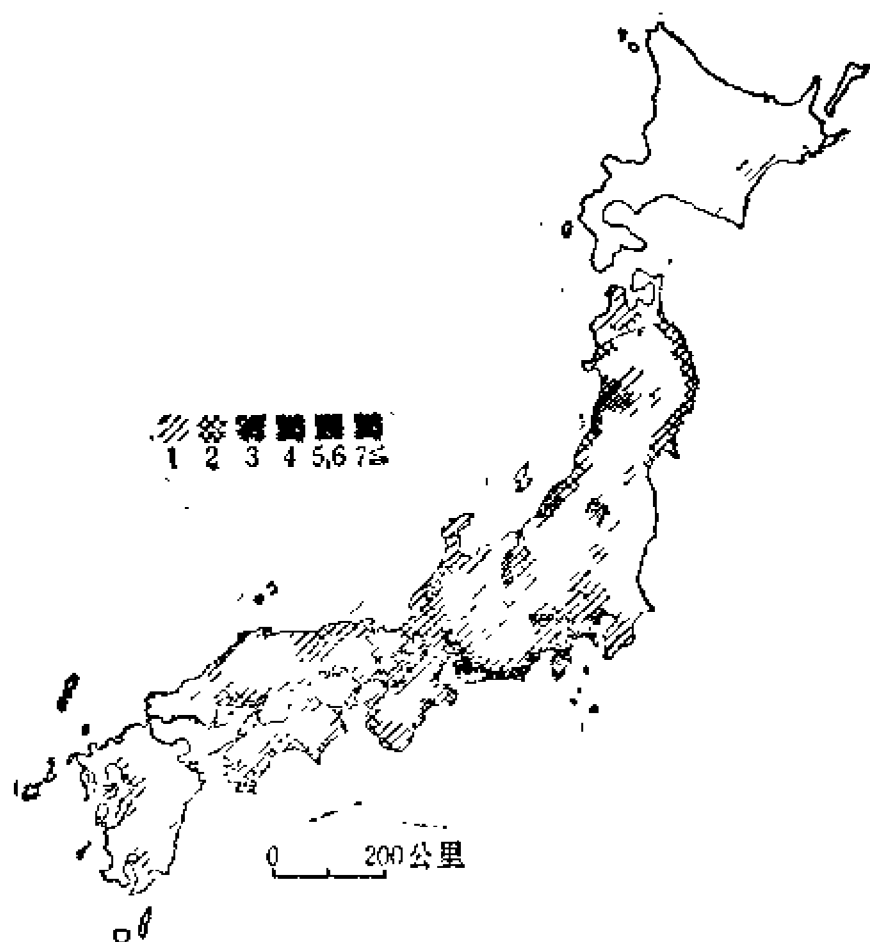


图 3-19 日本历史地震中木屋破坏分布图

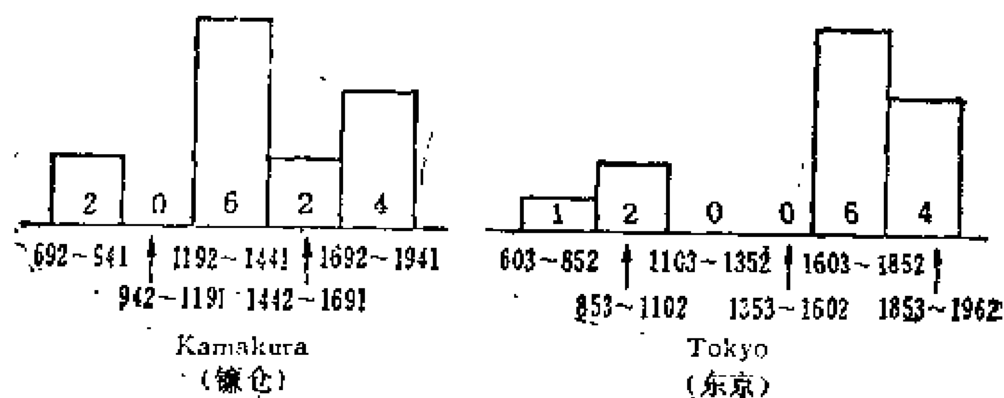


图 3-20 日本镰仓和东京地区不同时期的历史地震数

建政府建立以后，大地震的数目急剧增加。在东京地区，自从江户封建政府自1603年建立以来，大地震的数目也有非常明显的增加。

每年的地震数N和震级M的关系，可用以下的统计公式表示：

$$\log_{10} N = a + b(8 - M). \tag{3.15}$$

根据日本及其邻区每年的地震数N，统计得到$a = -1.08$，$b = 0.72$[据C.坪井（Tsaboi）]以及$a = -0.90$，$b = 0.81$[据B.古登堡（Gutenderg）]。在一个给定地区，当地震动的最大振幅介于a和$a + \delta a$之间时，地震数目n（a）可以近似地用下列石本-饭田（Iida）方程表示：

$$n(a) = ka^{-m}, \tag{3.16}$$

式中的k和m都是常数。根据松代震群（1965—1967）期间强震仪测得的峰值加速度的统计研究，$k = 10000$，$m = 1.4$，加速度a的单位是伽。

3.7 余　震

一次大地震后，通常尾随着大量较小的地震，这些地震叫做余震。余震的数量随时间的流逝而迅速减少，可以表示为：$y = A/(B + x)$，式中y是单位时间内发生的余震数，x是主震后经过的时间，A和B是常数。

关东大地震（1923）主震以后每10天的余震数示于图3-21。同样，南海地震（1946）后，在潮岬、大阪、高松和柏原观测站每天记录的余震数示于图3-22。事实上，在距离震中较近的潮岬所记录到的余震数，远大于离震中较远的大阪、高松和柏原记录到的余震数，这似乎表明小地震不会迁移得很远。

发生余震地区的面积A（平方厘米）和主震震级M有以下关系[据T.Utsu和A.Sekt]：

$$\log_{10} A = M + 6. \qquad (3.17)$$

例如，假设主震 $M=8$ 的余震区是一个正方形，那么它的边长为10^7厘米（≈100公里）。

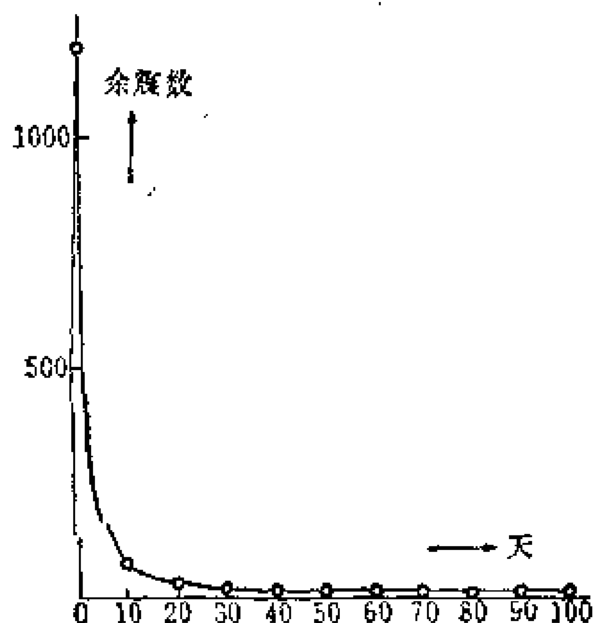


图 3-21 关东大地震（1923）后每十天的余震数

主震的震中和余震区的中心一般都有一段距离。图 3-23 表示新潟地震（1964）的主震和余震的震中分布。

地震研究完全依赖于仪器记录的主要困难是地震事件的不可预报性；不知道下一次地震在什么时候，什么地方发生。而另一方面，对

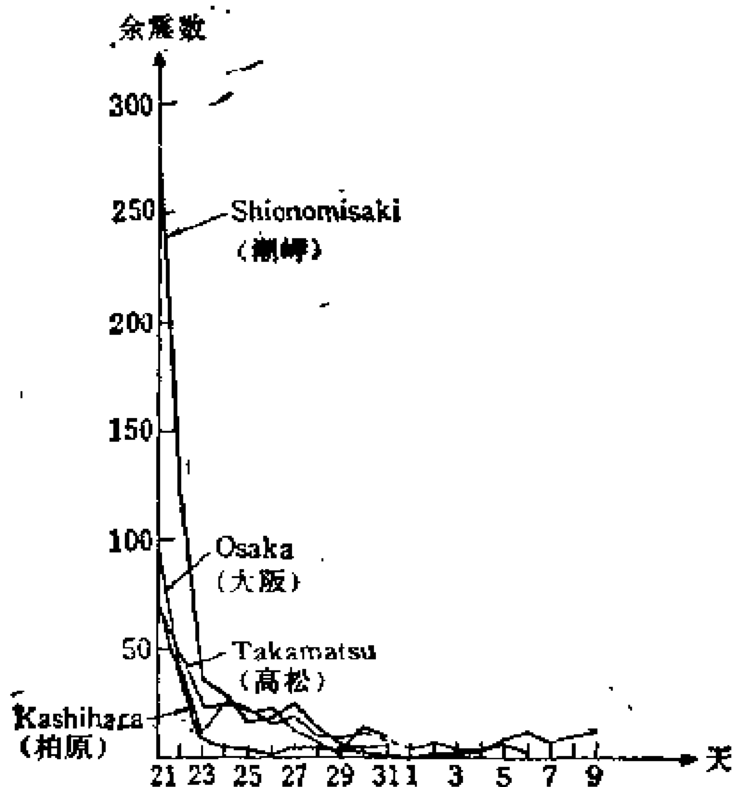


图 3-22 南海地震（1946）的余震数（地震仪记录）

于余震我们倒可以提前告知它们发生的时间和地点。从这个意义上说，余震不仅为研究地震本身的实质提供了有价值的资料，而且对于采取预防地震灾害的措施也提供了有价值的资料。对关东大地震(1923)、鸟取地震(1943)、南海地震（1946)、福井地震(1948)、新潟地震(1964)、十胜冲地震（1968)，宫城冲地震(1978)，以及日本的其它地震曾根据地震工程学的观点进行了余震观测。通过观测记录获得了很多探索震害与地基类型之间关系的有价值的资料。

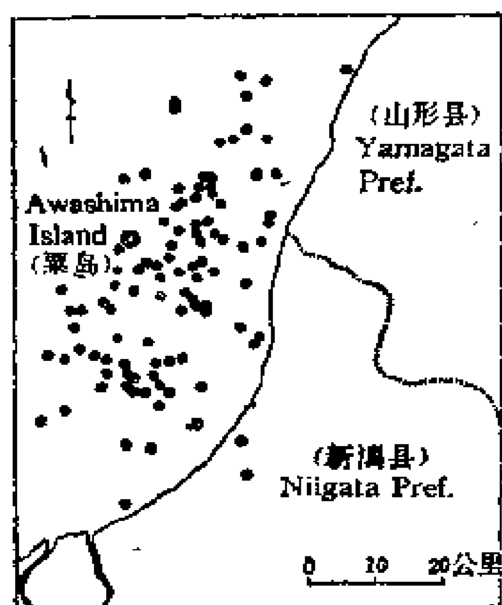


图 3-23 新潟地震主震和余震震中分布(◎表示主震震中)

参 考 文 献

[1] Ishimoto, M. and Otuka, M.: Sensible limit measurements of vibration. *Bull. Earthq. Res. Inst.*, **11**, 113 (1933).

[2] Ohshima, M.: Steel Labor Health, **2**,**3-4**, 30(1953).

[3] Neumann, F.: Some generalized concepts of earthquake motion. Proc. of Sympos. on Earthq. and Blast Effects on Struct. Los Angeles, Calif., June1952.

[4] Ikegami, R. and kishinouye, F.: A study on the overturning of a rectangular column. *Bull. Earthq. Res. Inst.*, **24**, 11 (1946); **25**,49(1947);**28**,121(1950).
Akima, T.: Experiments on the overturnings of circular columns by the aid of a shaking-table. *Bull. Earthq. Res. Inst.*, **28**,333(1950).

[5] Mononobe, N.: Study and vibration theory on vertical

earthquake motion. *Journ. Japan Soc. Engs.*, **10**,1063 (1924).

[6] Gutenberg, B. and Richter, F.: Earthquake magnitude, intensity, energy and acceleration. *Bull. Seism. Soc. Amer.*, **32**,163(1942).

[7] Tsuboi, C.: Determination of the Gutenberg-Richter's magnitude of earthquakes occurring in and near Japan. *Journ. Seism. Soc. Japan*, **11-7**, 185(1944).

[8] Kawasumi, H.: On the energy law of occurrence of Japanese earthquakes. *Bull. Earthq. Res. Inst.*, **30**,319 (1952).

[9] Saita, T.: Seismic activity and culture. *Journ. Seism. Soc. Japan*, **8**, 271(1936).

[10] Kawasumi, H.: Regional distribution of earthquake hazard in Japan. *Journ. Archit. Build. Sci.*, **66**, 773 (1951).

第四章 地 震 波

4.1 地震波的类型

地震图的波形(相)经常表现出突然的变化，说明地震波中存在不同的波型。其中，P(最初的)波是最先到达的，振幅较小，周期较短；S(第二的)波继P波之后到达，振幅突然增大，周期较长；L(大的)波跟随着S波，具有较大的振幅和较长的周期；M(最大的)波在其它各波之后到达，具有最大的振幅和比较规则的波形。很早以来人们已经认识了这些波的存在(见图 4-1)。P波和S波之间的波一般称为"初期微震"，而继S波之后的波则称为"主运动"。P波和S波分别相当于泊松(1828)发现的膨胀波和畸变波。另一方面，M波相当于瑞利(L.Rayleigh)在 1887 年用数学方法预言的面波，而且发现L波就是勒夫(A. E. H. Love)在 1911 年从理论上推导出来的面波。瑞利预示的M波是一个半无限弹性体的面波。但是，因为地球不是一个半无限弹性体，所以瑞利的理论后来不得不扩充为包括两种不同的面波类型[1]。

和P波比较，S波有较大的振幅和较长的周期，但是迄今对

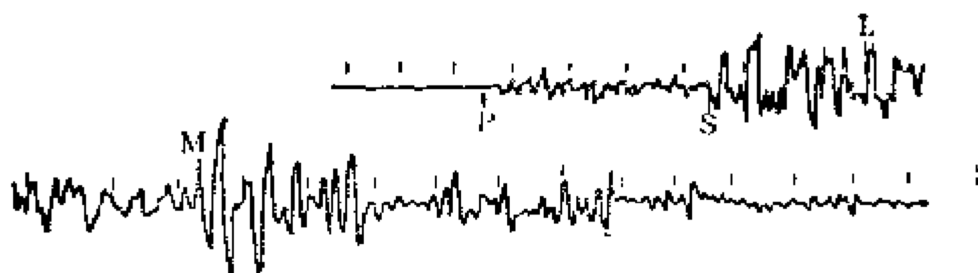


图 4-1 台湾地震(1919)时东京记录的地震图

于这种区别没有得到满意的解释。在远离震源的地方，P 波常常被称为纵波，因为它们在其传播方向上有很大的位移，而 S 波却由于在垂直于它们的传播方向上有较大的位移而被称为横波。P 波和 S 波的传播速度 V_P 和 V_S 分别用下式表示：

$$V_P=\sqrt{\frac{\lambda+2\mu}{\rho}},\quad V_S=\sqrt{\frac{\mu}{\rho}}. \qquad (4.1)$$

式中，ρ 是密度；λ 和 μ 是拉梅(Lame)弹性常数，其中 μ 是刚度，λ 本身没有物理意义，但是它与其它的物理量有关，例如杨氏模量 $E=\mu(3\lambda+2\mu)/(\lambda+\mu)$，泊松比 $\sigma=\lambda/2(\lambda+\mu)$。假设震源和观测点之间的物质是均匀的，在近震中，初期微震的持续时间 t 和震源距 x 之间的关系可表示为：

$$x=kt,\quad \left[k=\frac{V_P V_S}{V_P-V_S}\right] \qquad (4.2)$$

很明显，如果已知 k，x 就可以根据所在处记录到的初期微震的持续时间计算出来。k 的值在一定的地区内几乎是常数，因此方程式(4.2)常用来确定震源。对于震中距为 1000 公里或小于1000 公里的浅源地震，以下的经验公式——大森公式，适用于全日本：

$$x(\text{公里})=7.42\times t(\text{秒}). \qquad (4.3)$$

把每个观测点的震中距与一定类型的波的相应走时(传播时间)所标绘的点连起来画成的曲线叫做走时曲线，用它可估测地球的内部结构和进行地震勘探。图 4-2 是在全世界观测到的地震的走时曲线，根据走时曲线得到的地球内地震波的速度分布和传播途径，分别表示于图 4-3 和图 4-4。在图 4-2 和图 4-3 中，S 波的曲线在距地表 2900 公里处中断了，这是因为在地球内深度超过 2900 公里后，观测不到 S 波了。这很好地说明，2900 公里以下的那部份物质是没有刚度的(地球的这一部份称为地核。从地表向下几十公里的部份叫做地壳，地核和地壳之间的这一部份叫地幔)。虽然有时地震波的位移幅值很大，但是由于地震波的波长

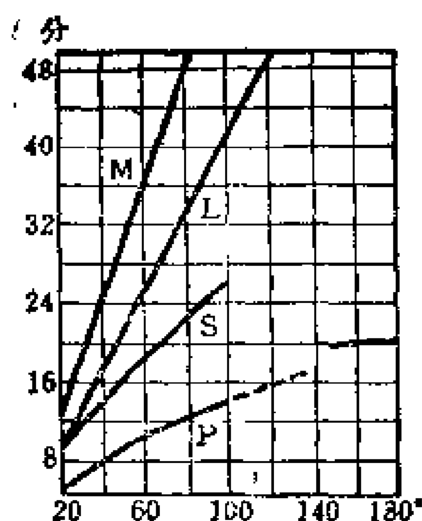


图 4-2 走时曲线

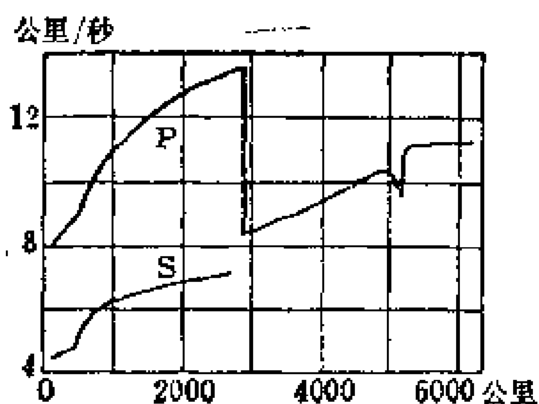


图 4-3 地震波的传播速度

很长，所以除了一些邻近震源的地区或强震区范围内的地表附近地区外，地震波引起的地壳物质的应变是非常小的。所以，地震波可看作处于虎克定律范围内，和实际观测到的没有很大区别。这样，在理论研究中，弹性波理论可以用于地震。在对一些现象，诸如地震现象的研究中，由于它们发生在人们难以到达的地方，又不可能在实验室中再现，因此，应用弹性波理论的数学方法起重要作用。

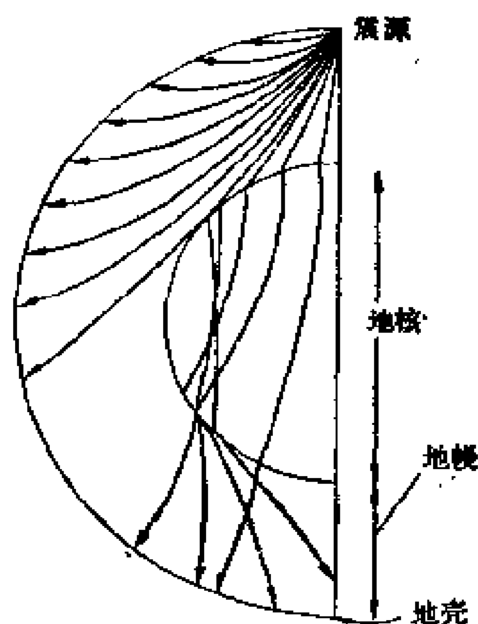


图 4-4 地震波的传播途径

4.2 地震波的反射与折射

假设地震波是在 y 方向上均匀的平面波，它平行于平面 xz，

则在 x，y 和 z 方向上的位移分量 u，v 和 w 可用以下的运动方程求解：

$$\rho\frac{\partial^2}{\partial t^2}(u,v,w)=(\lambda+\mu)\left(\frac{\partial}{\partial x},\ \frac{\partial}{\partial y},\ \frac{\partial}{\partial z}\right)\Delta+\mu\nabla^2(u,v,w).\tag{4.4}$$

式中，t 为时间，ρ 为密度，λ 和 μ 是拉梅弹性常数，而且

$$\Delta=\frac{\partial u}{\partial x}+\frac{\partial v}{\partial y}+\frac{\partial w}{\partial z}.\tag{4.5}$$

因为地震波是在 y 方向上均匀的平面波，所以 u 和 w 可以下列形式表示：

$$u=\frac{\partial\phi}{\partial x}-\frac{\partial\psi}{\partial z},\quad w=\frac{\partial\phi}{\partial z}+\frac{\partial\psi}{\partial x}\tag{4.6}$$

式中 ϕ 和 ψ 分别为 P 波和 $S(SV)$波的位移势，并且是下列方程的结果：

$$\left.\begin{aligned}\rho\frac{\partial^2\phi}{\partial t^2}&=(\lambda+2\mu)\nabla^2\phi\\ \rho\frac{\partial^2\psi}{\partial t^2}&=\mu\nabla^2\psi\end{aligned}\right\}\tag{4.7}$$

同时，它们是 y 方向上的 SH 波，因此可由下列方程解出：

$$\rho\frac{\partial^2 v}{\partial t^2}=\mu\frac{\partial^2 v}{\partial y^2}.\tag{4.8}$$

当地震波进入两种不同介质之间的界面时，不管入射波是 P 波或 S 波，反射波与折射波都包含 P 波和 S 波。用图 4-5 中的符号，入射角、反射角和折射角之间的关系可以归纳如下：

$$\frac{\sin\theta_{S0}(\equiv\sin_{S'})}{V_{S2}}=\frac{\sin\theta_{P'}}{V_{P2}}=\frac{\sin\theta_S}{V_{S1}}=\frac{\sin\theta_P}{V_{P1}}.\tag{4.9}$$

如果界面上(图 4-5 中 $z=0$ 平面)入射 S 波，用前述方程(4.7)的解，它可定义为：

$$\psi_0=B_0e^{i(pt-S_2z-gx)},\tag{4.10}$$

则作为方程式(4.7)的解，S 波和 P 波的反射波和折射波，可用下列方程表示：

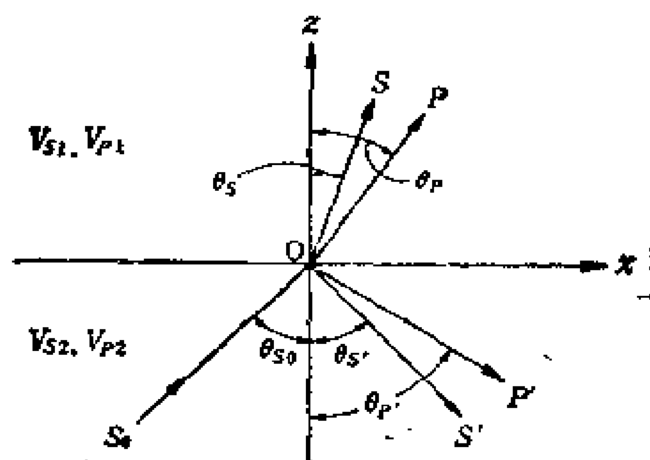


图 4-5 入射角、反射角和折射角

$$\phi' = A' e^{i(Pt + r_2 z - qx)} \quad \psi' = B' e^{i(Pt + s_2 z - qx)} \qquad (4.11)$$

$$\phi = A e^{i(Pt - r_1 z - qx)} \quad \psi = B e^{i(Pt - s_1 z - qx)} \qquad (4.12)$$

由方程式(4.7)导出 s_2, r_2, s_1 和 r_1 为：

$$\left.\begin{aligned} & s_2^2 = \frac{P^2}{V_{s_2}^2} - q^2, \quad r_2^2 = \frac{P^2}{V_{P_2}^2} - q^2, \; s_1^2 = \frac{P^2}{V_{S_1}^2} - q^2, \; r_1^2 = \frac{P^2}{V_{P_1}^2} - q^2 \\ & V_{S_2} = \sqrt{\frac{\mu_2}{\rho_2}}, \; V_{P2} = \sqrt{\frac{\lambda_2 + 2\mu_2}{\rho_2}}, \; V_{S1} = \sqrt{\frac{\mu_1}{\rho_1}}, \; V_{P1} = \sqrt{\frac{\lambda_1 + 2\mu_1}{\rho_1}} \end{aligned}\right\} \qquad (4.13)$$

式中，$P = 2\pi/T$，T 为周期，根据方程(4.10)—(4.12)，q 可表示为：

$$q\left(\frac{T}{2\pi}\right) = \frac{\sin\theta_{S0}(\equiv \sin\theta_{S'})}{V_{S2}} = \frac{\sin\theta_{P'}}{V_{P2}} = \frac{\sin\theta_S}{V_{S1}} = \frac{\sin\theta_P}{V_{P1}} \qquad (4.14)$$

方程(4.10)中的 B_0 为常数，由初始条件确定，方程(4.11)和(4.12)中的B'，A'和 B，A 也是常数，由边界条件确定。假设界面 $z=0$ 两边的介质是固定的，这意味着边界条件为两边介质的位移和应力连续。于是，边界条件可以表示为：

$$z=0; \; u_2 = u_1, \; w_2 = w_1, \qquad (4.15), (4.16)$$

$$\lambda_2\left(\frac{\partial u_2}{\partial x}+\frac{\partial w_2}{\partial z}\right)+2\,\mu_2\frac{\partial w_2}{\partial z}=\lambda_1\left(\frac{\partial u_1}{\partial x}+\frac{\partial w_1}{\partial z}\right)+2\,\mu_1\frac{\partial w_1}{\partial z},\tag{4.17}$$

$$\mu_2\left(\frac{\partial w_2}{\partial x}+\frac{\partial u_2}{\partial z}\right)=\mu_1\left(\frac{\partial w_1}{\partial x}+\frac{\partial u_1}{\partial z}\right).\tag{4.18}$$

式中，u_2，w_2，u_1，w_1表示两边介质在 x 方向和 z 方向上的位移。此外，根据方程式(4.6)和(4.10)—(4.12)，u_2，w_2，u_1，w_1可简化为：

$$\left.\begin{aligned} u_2&=\frac{\partial\phi_0'}{\partial x}-\frac{\partial(\psi_0+\psi_0')}{\partial z}, & w_2&=\frac{\partial\phi_0'}{\partial z}+\frac{\partial(\psi_0+\psi_0')}{\partial x},\\ u_1&=\frac{\partial\phi_1}{\partial x}-\frac{\partial\psi}{\partial z}, & w_1&=\frac{\partial\phi_1}{\partial z}+\frac{\partial\psi_1}{\partial x}.\end{aligned}\right\}\tag{4.19}$$

当入射波是 P 波时，则用关系

$$\phi_0=A_0e^{i(pt-r_1z-qx)}\tag{4.10'}$$

来代替式(4.10)。这里除了方程式(4.14)和(4.19)中的某些部份在表达上有差别外，其计算方法与上述 S 波的情况是相同的。将方程式(4.19)代入式(4.15)—(4.18)，就可以得到常数 A'，B'，A 和 B。

图 4-6 是这种计算结果的一个实例。在计算中，模拟地壳结构[2]，$\lambda_2=\mu_2$，$\lambda_1=\mu_1$，$\rho_2/\rho_1=1.1$，$\mu_2/\mu_1=1.64$，对于两边介质都是常数。用这些常数对入射的 SH 波的计算结果示于图 4-7。以下是从计算中得到的主要发现：

a）P 波和 S 波入射时，有 4 种出射波(反射及折射的 P 波和 S 波)。

b）SH 波入射时，只产生反射和折射的 SH 波。

c）如果入射角为 0°，反射波和折射波与入射波是同一类型的波。

d）如果入射角为 90°，则不产生扰动，因为反射波只是有 180°相位变化的同类入射波。在这种情况下没有折射波。

e）在不连续面上产生的不同于入射波类型的反射波和折射

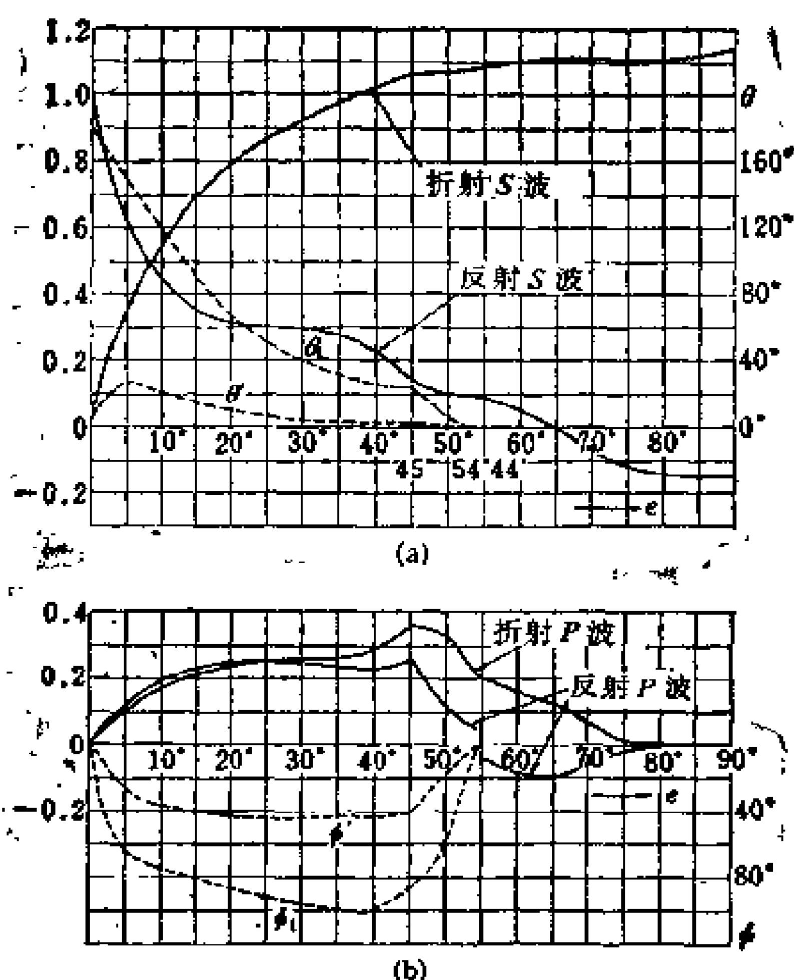


图 4-6 (a) 入射 SV 波时反射和折射的 S 波；
(b) 入射 SV 波时反射和折射的 P 波

波的振幅通常小于它所产生的同一类型的反射波和折射波的振幅。

f）随入射角变小，与入射波同类型的波的振幅达到某一恒定的常数值。这一数值决定于两种介质的特性。当波从硬介质折射到软介质中去时，折射波的振幅远大于入射波的振幅，反之亦然。

g）当入射波从软介质射到硬介质上时，发生所谓的全反射，反射波的振幅几乎等于入射波的振幅。

当地震波垂直射到不连续面上时，与上述c)的情况一样，形式比较简单。因此，我们讨论 S 波的入射。(对于 P 波，在下列的方程式中，只需用 $\lambda+2\mu$ 代替 μ)。平面波的运动方程为：

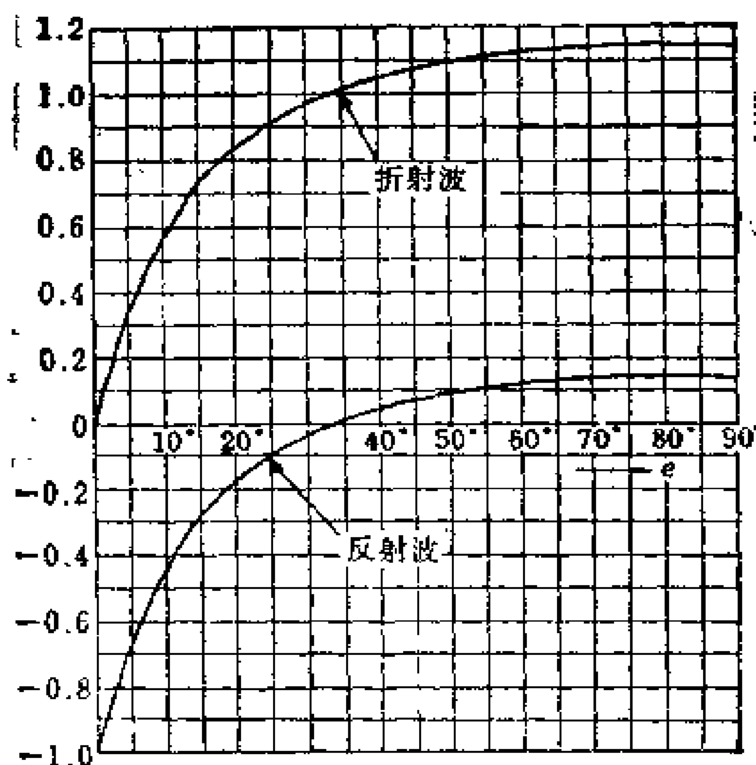


图 4-7　入射 SH 波的实例

$$\rho\frac{\partial^2 u}{\partial t^2}=\mu\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}, \tag{4.20}$$

式中，z 是坐标；t 是时间；μ 是刚度；ρ是 密度；u 是位移。它的解是：

$$u=ae^{i(pt\pm fz)}. \tag{4.21}$$

在这个方程式中，a 是常数；$p=2\pi/T$，T 是周期；$f=2\pi/L$，L 是波长。把入射介质的角标记为 2，传递介质的角标 记 为 1，入射波 u_0 可写为：

$$u_0=A_0e^{i(pt-f_2z)}. \tag{4.22}$$

当入射角为 0°时，反射波和折射波与入射波将 是 同 类型的波，因此，反射波 u' 和折射波 u_1 为：

$$u'=A'e^{i(pt+f_2z)}, \qquad u_1=A_1e^{i(pt-f_1z)}. \tag{4.23}$$

式中，A_0 是常数，由初始条件确定；而 A' 和 A_1 两个常数则由边界条件确定。假设边界条件是两边的介质完全固定，就得到以

下结果：

$$z=0; \quad u_0+u'=u_1 \tag{4.24}$$

$$\mu_2\frac{\partial(u_0+u')}{\partial z}=\mu_1\frac{\partial u_1}{\partial z}. \tag{4.25}$$

将式（4.24）和（4.25）代入式（4.22）和（4.23），以上的方程式就可以改写如下：

$$\frac{A'}{A_0}=\frac{1-\dfrac{V_1\rho_1}{V_2\rho_2}}{1+\dfrac{V_1\rho_1}{V_2\rho_2}}, \quad \frac{A_1}{A_0}=\frac{2}{1+\dfrac{V_1\rho_1}{V_2\rho_2}}. \quad (4.26),\quad (4.27)$$

式中，V_2 和 V_1 表示 S 波的速度；$V_2\rho_2$ 和 $V_1\rho_1$ 是振动阻抗；A'/A_0 是反射系数，A_1/A_0 是折射(传递)系数。在两种特殊的情况下，式(4.27)可表示如下：

$$\frac{V_1\rho_1}{V_2\rho_2}>1, \quad \frac{A_1}{A_0}<1; \quad \frac{V_1\rho_1}{V_2\rho_2}<1, \quad \frac{A_1}{A_0}>1. \quad (4.28),\quad (4.29)$$

按照理论：当传递介质的阻抗大时（即传递介质硬），透射波的振幅小于入射波的振幅，而当传递介质比较软时，透射波的振幅将远大于——最大时可达两倍——入射波的振幅。但是，实际的地震观测结果表明，不同地区的地震动幅度可以相差几倍，甚至十倍或更多都不是罕见的。这些事实在我们讨论的范围内还无法解释。在下一章，将比较详细地讨论这一问题。

当不连续面是自由面（一个半无限弹性体）时，方程式(4.26)中的常数 $A'=A_0$，地震波的位移 u 可表示为：

$$u=u_0+u'=2A_0\cos\left(\frac{2\pi z}{V_2T}\right)e^{ipt}. \tag{4.30}$$

4.3 地震勘探

1909 年，南斯拉夫的 A·莫霍洛维奇契（Mohorovičič）注意到，近震的走时曲线类似于图 4-8 所画的曲线。他是这样解释

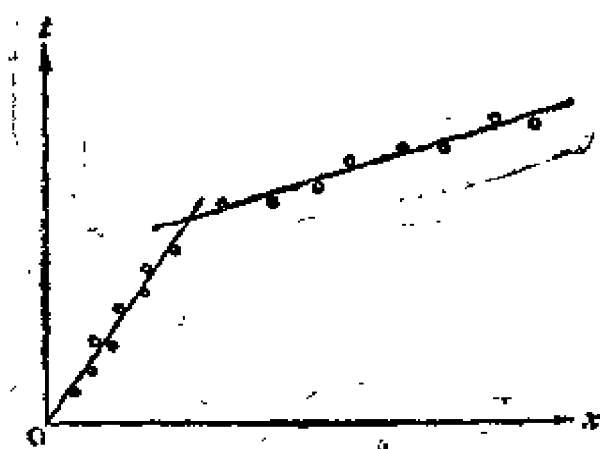


图 4-8　近震的走时曲线

这一现象的，即在数十公里的深处可能存在一个面，那里地震波的传播速度突然变化。（这个不连续面有时称为莫霍洛维奇契或莫霍间断面，这个面的以上部分称为地壳，以下部分称为地幔）。地下探测中的折射法就是这一发现的有用副产品。在用来研究地下结构的地震勘探中，用重物冲击或炸药爆炸激发小地震，并用一个灵敏的仪器来测量地震波在不连续面上（那里的物质没有变化但传播速度有变化）的折射或反射。

A．地震折射法

在图 4-9 所示模型中，我们假设基底层比上覆层硬。到达离爆破点不远处的观测点的地震波由两种类型的波组成：靠近地面传播的直达波和在不连续面上反射的反射波。另一方面，到达离爆破点一定距离的观测点的地震波，除了上述的两类波外，还包括通过基底层浅部传播的折射波。地震波初至的走时曲线如图 4-10 所示呈明显的弯曲。应用图 4-9 和图 4-10 中的符号，可以

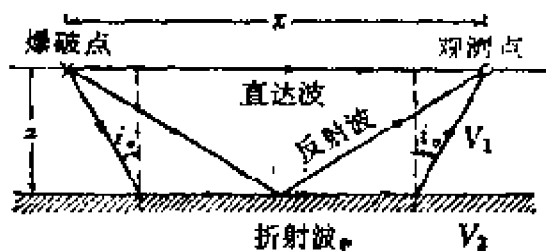


图 4-9　地层模型

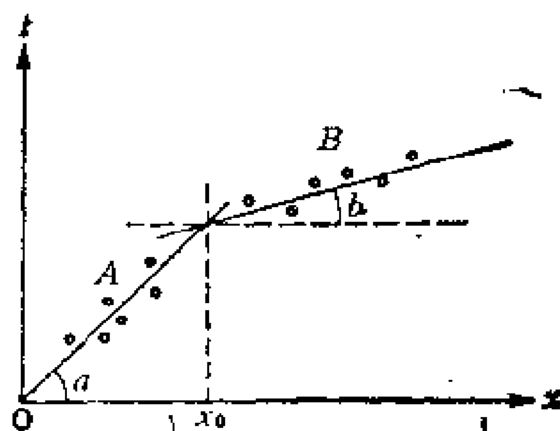


图 4-10　图 4-9 的走时曲线

得到以下的关系式：

$$\frac{x_0}{V_1}=\frac{2z}{V_1\cos i_0}+\frac{x_0-2z\tan i_0}{V_2} \qquad (4.31)$$

代入方程式（4.14）的关系 $\sin i_0=V_1/V_2$，即可表示为：

$$z=\frac{x_0}{2}\sqrt{\frac{V_2-V_1}{V_2+V_1}}. \qquad (4.32)$$

因为上覆层和基底层的速度 V_1 和 V_2 可以很容易地从关系式 $V_1=\text{ctg}\,a$，$V_2=\text{ctg}\,b$ 中获得，所以将这些值和 x_0 代入式（4.32）就能得到上覆层的厚度 z。另一方面，根据基底层的速度 V_2，可以凭经验得知地层组成物质。（P 波速度示于表 4-1）。

表 4-1 **P 波速度（公里/秒）**

土壤、垆坶	0.1—0.6	安山岩	4
砾石、干砂	0.5—1.0	玄武岩	5—6
湿砂	0.6—1.8	花岗岩	4—6
粘土、砂质粘土	1.8—2.4	辉长岩	5—7
页岩	1.0—3.0	变质岩	3—7
砂岩、凝灰岩	1.5—3.5	空　气(15°C)	0.341
石灰岩	2—4	水　(15°C)	1.468
岩盐(美国西部)	4.6—5.2	海　水(盐度35%，15°C)	1.504
流纹岩	3	冰　(−4°C)	3.232

这些图仅适用于水平的不连续面。如果不连续面是倾斜的，从爆破点 S_1（位于图 4-11 的左侧）到观测点（上倾）走时曲线和从观测点右面的爆破点 S_2 到观测点（下倾）的走时曲线，是完全不同的（见图 4-12）。它们的关系可表示如下：

$$\frac{V_1}{V_+}=\sin(i_0-\omega),\quad \frac{V_1}{V_-}=\sin(i_0+\omega) \qquad (4.33)$$

将关系式 $V_1=\text{ctg}\,\varphi_1, V_+=\text{ctg}\,\varphi_+, V_-=\text{ctg}\,\varphi_-$ 代入式(4.33)，就可以得到 i_0 和 ω。由 i_0 值，可以根据关系式 $V_2=V_1/\sin i_0$ 获得 V_2。因此，当不连续面倾斜时，对于每一条测线，都要在两

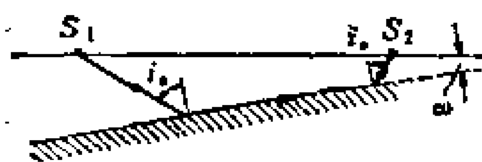


图 4-11　倾斜的间断面

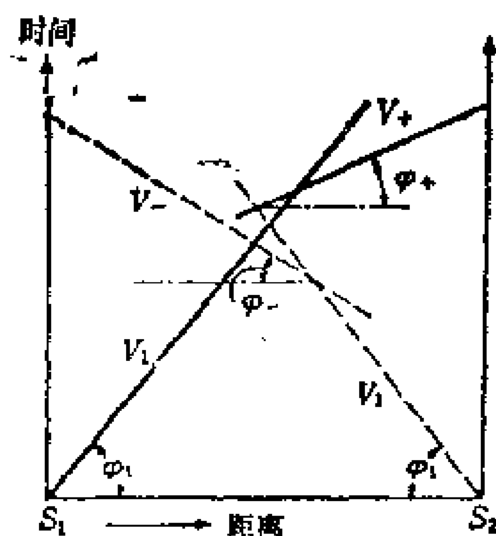


图 4-12　图 4-11 的走时曲线

个方向上进行测量。但是实际上，不连续面究竟是水平的还是倾斜的，都只能在分析测量结果后才能确定。所以，这就意味着，任何时候测量都要在两个方向上进行。

由于地下结构是非常复杂的，我们必须利用这样一种方法：根据走时曲线经验地假设地下结构的模型，然后用这个模型计算走时曲线，最后修正地下结构，直到它与观察到的走时曲线符合为止。

B．地震反射法

为了从图 4-13 所示模型的不连续面上的反射波走时获得表层厚度，可用以下关系式：

$$t=\frac{2\,\overline{SP}}{V_1}=\frac{2}{V_1}\sqrt{\left(\frac{x}{2}\right)^2+z^2},\quad \therefore\quad t^2=\frac{x^2}{V_1^2}+\frac{4\,z^2}{V_1^2}. \qquad (4.34)$$

利用图 4-14（x^2 和 t^2 关系图），再根据 $\operatorname{tg}\varphi=1/V_1^2$，可得 V_1，最后，当 $x^2=0$ 时，根据 $t^2=4\,z^2/V_1^2$ 可算得 z。从 1920 年用地震勘探在美国南部寻找石油获得成功后，这一方法有了快速的发展。1935 年，日本在建造关门海底隧道时，在地质勘测中应

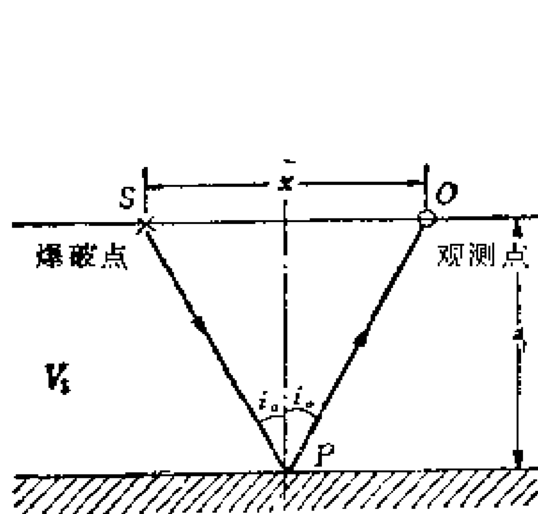


图 4-13 从水平的不连续面上反射的波

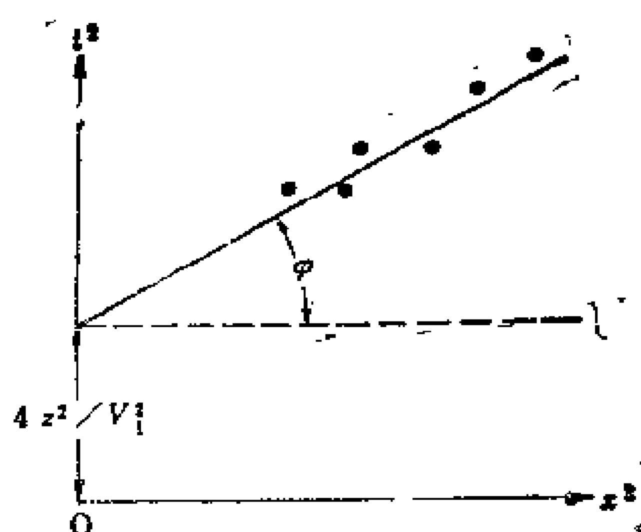


图 4-14 速度的计算

用了地震勘探，开始对此发生兴趣。和折射法相比，当测量的地层有数层时，反射法有用得多。因为反射法需要的测线比较短，所以需要的炸药量也可以减少。反射法特别适用于只允许使用少量炸药或重锤冲击的大城市地区。在折射法中，只要记录到初动即可满足测量的主要目的，因此地震计的性能不是主要影响，而反射法则必须仔细识别参杂有直达波和其它现场干扰的反射波。为完成这一任务，地震仪必须符合相当严格的要求。

地震勘探比钻探要经济得多。因此，在建筑工程中已被广泛使用，例如为桥梁建筑而进行的河床测量、隧道建设中对岩石裂隙的研究，建坝时对地基的调查，为确定建筑物场址以及矿山工业而进行的勘测[3]。

C. *S* 波速度的测量

经过几十年的时间才充分认识到，在地震工程中知道地基和基岩中 *S* 波速度是多么重要。过去，对于测量 *S* 波速度，曾作了多方面的努力，但没有有效的结果。最大的障碍是在先到的 *P* 波中很难识别 *S* 波的初动。在消除这种障碍的理想方法中首先想到

的是只产生S波。其次考虑的是在产生强大的S波同时改进把它们从其它波型中分离出来的技术。近十年来，在这个领域中的研究非常活跃，最近终于确定了一些测量S波速度的有效方法。可用的方法有多种，这里只讨论其中的两种。

一种是小型的方法叫做"敲击板"法。这种方法是把一块踏板（长约2—3米，宽50厘米，厚5厘米）平稳地放在地上并在上加一定的压力（加压方法之一是在板的一端停放一辆汽车)。然后在板的另一端用一个木锤沿水平方向敲击。虽然这种方法比较简单，但是测量的范围有限。

另一种方法是把装有炸药的钢管放到钻孔中的一定深度使其爆炸。这种方法的允许测量距离非常大。

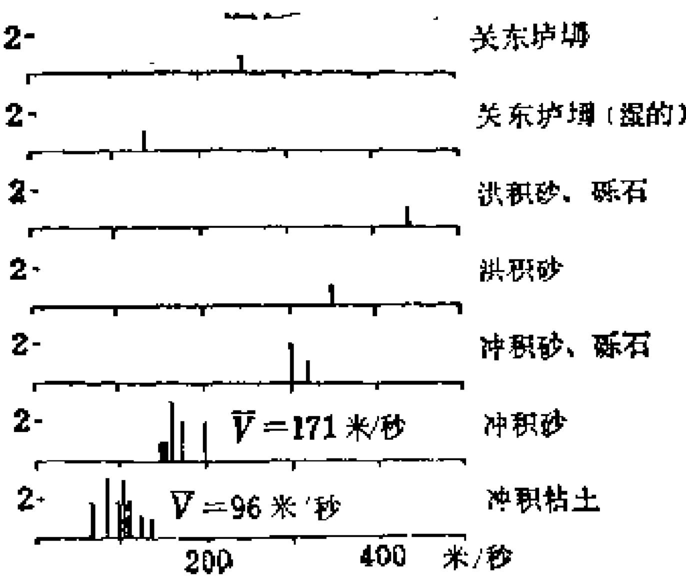


图 4-15　S波的速度（横坐标）和观测点的数目（纵坐标）

图4-15表示S波速度测量的一个实例[4]。在相当一段时间内，根据室内实验认为，土壤的泊松比接近0.5，但是根据累积的S波速度的测量资料已经确认，在很多情况下，地表下土的泊松比只为0.4—(0.5－ε)。亦就是说，地表下多种土的S波速度仅是P波速度的一部份。而且在很多情况下，根据S波速度得到的不连续面的深度和根据P波速度得到的不连续面的深度不相符。这

种情况在图 4-15 所示的观测场地已经发现。

4.4 断层面和地震波

假设 S 波垂直射到一个断层面上，它的入射波、反射波和折射波的振幅分别为：

$$\left.\begin{aligned} v_0 &= A_0 e^{i(pt-f_1 y)}, \\ v_1 &= A_1 e^{i(pt+f_1 y)}, \\ v_2 &= A_2 e^{i(pt-f_2 y)}, \end{aligned}\right\} \tag{4.35}$$

式中，$p=2\pi/T$；T 是周期；$f_1=2\pi/V_1T$；$f_2=2\pi/V_2T$；V_1 和 V_2 为 S 波速度。如果断层面上（$y=0$）存在与两边介质的质点相对速度成比例的阻力，则边界条件为：

$$y=0;\quad \mu_1\left(\frac{\partial v_0}{\partial y}+\frac{\partial v_1}{\partial y}\right)=-F\frac{\partial}{\partial t}\{(v_0+v_1)-v_2\}, \tag{4.36}$$

$$\mu_2\frac{\partial v_2}{\partial y}=-F\frac{\partial}{\partial t}\{(v_0+v_1)-v_2\}. \tag{4.37}$$

将式(4.35)代入式(4.36)和(4.37)，可得下列公式：

$$\frac{A_1}{A_0}=\frac{\dfrac{V_2\rho_2}{V_1\rho_1}+\dfrac{F}{\sqrt{\mu_1\rho_1}}\left(1-\dfrac{V_2\rho_2}{V_1\rho_1}\right)}{\dfrac{V_2\rho_2}{V_1\rho_1}+\dfrac{F}{\sqrt{\mu_1\rho_1}}\left(1+\dfrac{V_2\rho_2}{V_1\rho_1}\right)}, \tag{4.38}$$

$$\frac{A_2}{A_0}=\frac{\dfrac{2F}{\sqrt{\mu_1\rho_1}}}{\dfrac{V_2\rho_2}{V_1\rho_2}+\dfrac{F}{\sqrt{\mu_1\rho_1}}\left(1+\dfrac{V_2\rho_2}{V_1\rho_1}\right)}, \tag{4.39}$$

分别以 E_0，E_1 和 E_2 表示入射波、反射波和折射波的能量，则释放波和入射波的能量比为：

$$\frac{E_1+E_2}{E_0}=\left(\frac{A_1}{A_0}\right)^2+\frac{V_2\rho_2}{V_1\rho_1}\left(\frac{A_2}{A_0}\right)^2. \tag{4.40}$$

按方程式(4.40)计算的结果示于图4-17。由图明显可见，当地壳

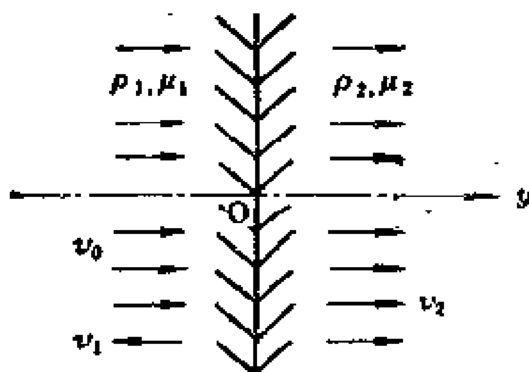


图 4-16 断层面模型

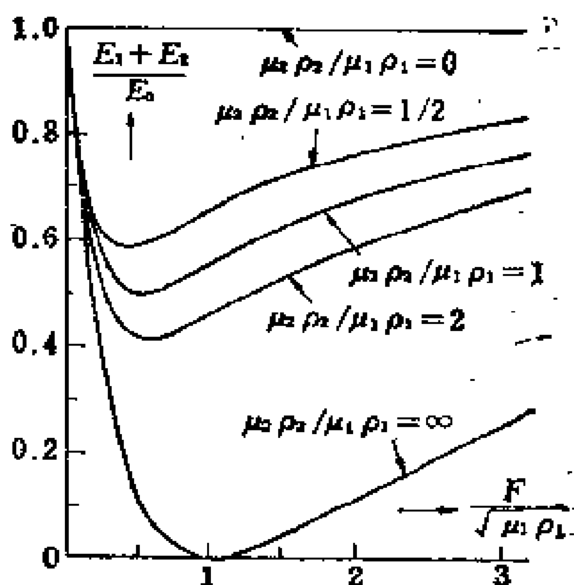


图 4-17 能量系数

内的断层面有摩擦阻力时，即使断层面两边都是完全的弹性体，地震波的部份能量也将被这个面所吸收。该图进一步证明，对于中等大小的摩擦阻力系数，波的吸收最大；当摩擦阻力系数为无穷大时，能量的吸收趋近于零。当地震波斜向入射于断层面时，断层面上吸收的波能小于垂直入射时断层面吸收的波能。这些结果是根据以下假设推导的：断层面上的摩擦阻力与断层两边的相对速度成正比。如果阻力与相对位移成正比，在摩擦面上就不会出现能量的吸收。

4.5 面　　波

A. 瑞利波和妹泽(Sezawa)波

1887 年，瑞利从数学上推导出 P 波和 S 波合成的可能性，当这种合成波进入一个半无限弹性体的表面以下的深处时，能量减小。后来证实地震波中确实存在瑞利曾经预言的具有这种特性的波。但是，因为地球不是一个半无限的弹性体，所以为了使这样的波能够与实际地震波相符，必须修正瑞利的数学计算。由 P 波

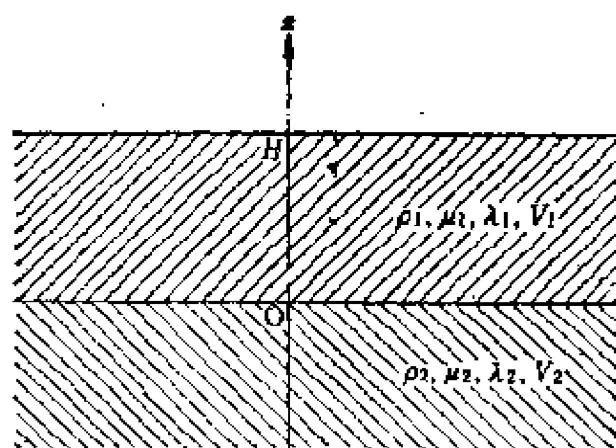


图 4-18 面波速度模型

和S波合成的面波通过图 4-18 所示模型的传播速度可以下列方程表示：

$$
\begin{aligned}
&4\frac{r_1s_1}{f^2}\left(2-\frac{k_1^2}{f^2}\right)\eta-\frac{r_1s_1}{f_2}\left\{4\vartheta+\left(2-\frac{k_1^2}{f^2}\right)^2\xi\right\}\cosh r_1H\cosh s_1H\\
&+\frac{r_1}{f}\varphi\left\{\frac{s_2}{f}\left(2-\frac{k_1^2}{f^2}\right)^2-\frac{4r_2s_1^2}{f^3}\right\}\cosh r_1H\sinh s_1H\\
&+\frac{s_1}{f}\varphi\left\{\frac{r_2}{f}\left(2-\frac{k_1^2}{f^2}\right)^2-\frac{4s_2r_1^2}{f^3}\right\}\sinh r_1H\cosh s_1H\\
&+\left\{\left(2-\frac{k_1^2}{f^2}\right)^2\vartheta+\frac{4r_1^2s_1^2}{f^4}\xi\right\}\sinh r_1H\sinh s_1H=0,
\end{aligned}
\tag{4.41}
$$

式中

$$
\varphi=\frac{\mu_1k_2^2k_1^2}{\mu_2f^4},\ \xi=\frac{4r_2s_2}{f^2}\left(\frac{\mu_1}{\mu_2}-1\right)^2-\alpha^2,\ \eta=\frac{2r_2s_2}{f^2}\left(\frac{\mu_1}{\mu_2}-1\right)\beta-\alpha\gamma,
$$

$$
\vartheta=\frac{r_2s_2}{f^2}\beta^2-\gamma^2,\quad \alpha=\frac{2\mu_1}{\mu_2}-\left(2-\frac{k_2^2}{f^2}\right),\quad \beta=\frac{\mu_1}{\mu_2}\left(2-\frac{k_1^2}{f^2}\right)-2,
$$

$$
\gamma=\frac{\mu_1}{\mu_2}\left(2-\frac{k_1^2}{f^2}\right)-\left(2-\frac{k_2^2}{f^2}\right),
$$

$$
r_2^2=f^2-h_2^2,\quad s_2^2=f^2-k_2^2,\quad r_1^2=f^2-h_1^2,\quad s_1^2=f^2-k_1^2,
$$

$$
h_2^2=\frac{\rho_2p^2}{\lambda_2+2\mu_2},\quad k_2^2=\frac{\rho_2p^2}{\mu^2},\quad h_1^2=\frac{\rho_1p^2}{\lambda_1+2\mu_1},\quad k_1^2=\frac{\rho_1p^2}{\mu_1},\tag{4.42}
$$

$p=2\pi/T$；T是周期；$f=2\pi/L$；L是波长；ρ_1，ρ_2是密度；

λ_1，μ_1，λ_2，μ_2是拉梅弹性常数。

图 4-19 是根据 $\lambda_1/\mu_1=1$，$\lambda_2/\mu_2=1$，$\rho_1/\rho_2=1$，$\mu_2/\mu_1=8$的计算结果绘制的。该图表明，存在两种传播速度随波长而变化的所谓频散面波。图中以实线表示的常称为瑞利波或 M_1 波，以虚

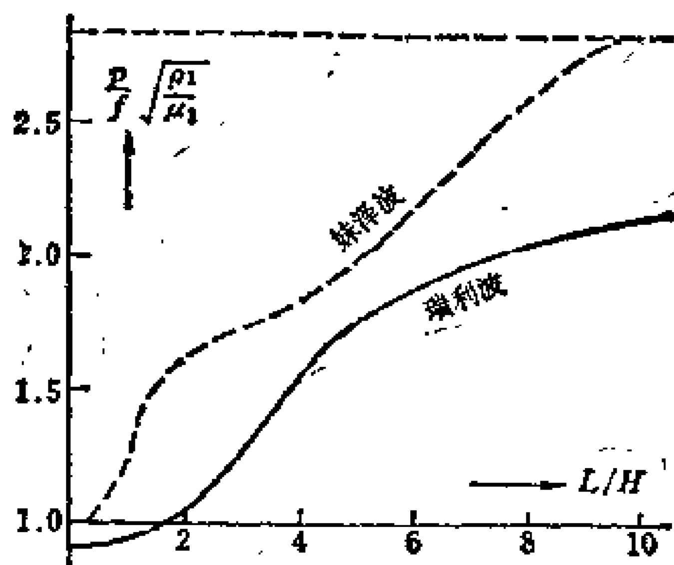


图 4-19 瑞利波(实线)和妹泽波(点线)的频散曲线($\mu_2/\mu_1=8$，$\rho_1/\rho_2=1$，$\lambda_1/\mu_1=1$，$\lambda_2/\mu_2=1$)

线表示的常叫做妹泽波[5]或 M_2 波。当 $L/H=0$ 时，M_1 波的速度为 $p/f=0.9194\sqrt{\mu_1/\rho_1}$，它相当于瑞利所预言的上部介质中的波速。同样，当 $L/H=\infty$ 时，M_1 波的速度变为 $p/f=2.6\sqrt{\mu_1/\rho_1}\cong 0.9194\sqrt{\mu_2/\rho_2}$，它相当于瑞利预言的下层介质中的波速。超出一定波长范围就不存在的 M_2 波的速度介于 $p/f=\sqrt{\mu_1/\rho_1}$ 和 $p/f=2.83\sqrt{\mu_1/\rho_1}\cong\sqrt{\mu_2/\rho_2}$ 之间。对 M_1 波和 M_2 波振幅分布的讨论，分别示于图 4-20 (a)和图 4-20 (b)。

B. 勒夫波

1911 年，勒夫用数学方法预言存在一种面波，这种波的运动是水平的，而它的振动方向垂直于它的传播方向。地震波中的 L 震相接近于上述波的特性，所以称为勒夫波。勒夫波的传播速度可从下列方程中获得：

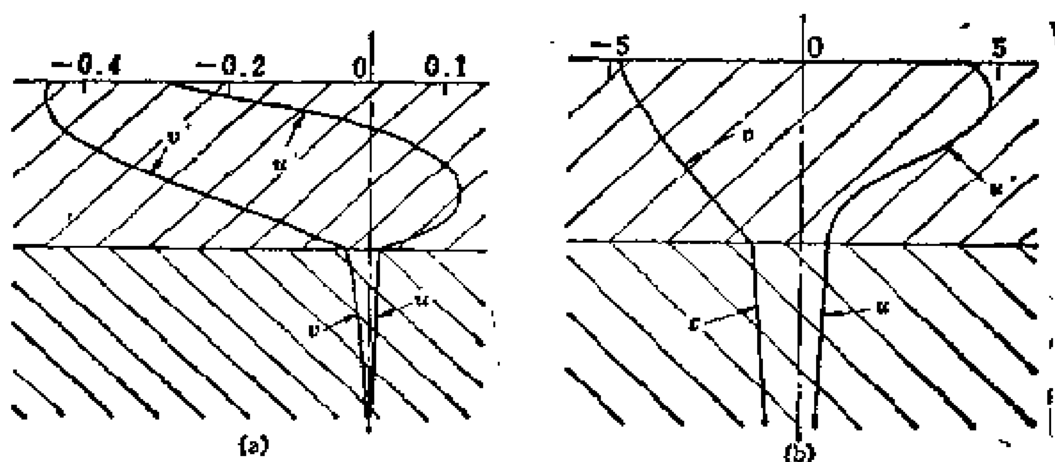


图 4-20 (a) 瑞利波(M_1 波)的振幅分布；(b) 妹泽波(M_2 波)的振幅分布

$$\mathrm{tg}\frac{2\pi H}{L}\sqrt{\left(\frac{k_1}{f}\right)^2-1}=\frac{\mu_2}{\mu_1}\sqrt{\frac{1-\left(\frac{k_2}{f}\right)^2}{\left(\frac{k_1}{f}\right)^2-1}}, \qquad (4.43)$$

式中，$k_1^2=\rho_1 p^2/\mu_1$；$k_2^2=\rho_2 p^2/\mu_2$；$p=2\pi/T$；$f=2\pi/L$；H是表层的厚度；L是波长；ρ_1,ρ_2分别为表层和底层的密度；μ_1和μ_2分别为表层和底层的刚度。图 4-21 是根据式(4.43)计算的 4

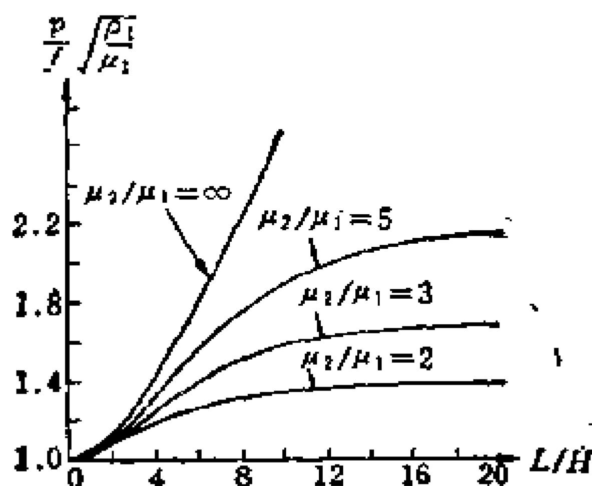


图 4-21 勒夫波的频散曲线($\rho_1/\rho_2=1$)

个实例。波长越长，勒夫波的传播速度越大。S 波在表层的速度，是短波速度的的极大值，而 S 波在底层的速度，是长波速度的极小值。当底层比表层软时，勒夫波就不存在了。

4.6 粘弹性波

地壳是由粘滞性物质和弹性物质组成的。这个特点影响了地震波，使得它们在传播时不仅减小了振幅而且改变了波形。假设 ξ 为粘滞系数，μ 为刚度，ρ 为密度，u 为位移，则平面 S 波的运动方程为：

$$\left(\mu+\xi\frac{\partial}{\partial t}\right)\frac{\partial^2 u}{\partial x^2}=\rho\frac{\partial^2 u}{\partial t^2}, \tag{4.44}$$

它的解是：

$$u=Ae^{if(x-Vt)-\frac{\nu}{T^2}t} \tag{4.45}$$

式中，A 是常数；$f=2\pi/L$，L 是波长；$V=\sqrt{\mu/\rho}$，$\nu=4\pi^2\xi/\mu$；T 是周期。式(4.45)表明，地震波的周期越短，衰减就越大。通过傅里叶重积分将式(4.45)广义化，该式即可表示为：

$$u=\frac{1}{\pi}\int_0^{\infty}df\cos fVte^{-wf^2t}\int_{-\infty}^{\infty}\varphi(\lambda)\cos f(x-\lambda)d\lambda, \tag{4.46}$$

式中 $w=\xi/2\rho$。对于以下假设的特殊情况：

$$\varphi(\lambda)=\frac{B}{b}e^{-\frac{\lambda^2}{b^2}}, \tag{4.47}$$

方程式可简化为：

$$u=\frac{B}{2\sqrt{4wt+b^2}}\left[e^{-\frac{(x+Vt)^2}{4wt+b^2}}+e^{-\frac{(x-Vt)^2}{4wt+b^2}}\right]. \tag{4.48}$$

由于方程式右边的分母，不管震源处波开始运动时波形如何陡峭当波远离震源时，波形逐渐变得平滑，同样，由于分母和指数的

影响，当波远离震源时，波长变长。

通常，在观测到的地震波中，P 波的周期比 S 波的短，振幅比 S 波的小。如果震源处产生的 P 波和 S 波的周期，在到达地表以前没有什么变化——即假设在震源处，P 波的周期比 S 波的周期短——那么在到达地表之前，P 波的衰减肯定大于 S 波的衰减，因此，即使在震源处 P 波和 S 波的振幅相同，P 波的振幅肯定小于 S 波的振幅。

震源产生的 P 波和 S 波的振幅与距离 x 成反比地减小，而面波将与距离 x 的平方根成反比地减小。这样，包括粘度 k 和 k' 的影响，距离和振幅之间的关系，可以用以下的形式表示：

$$\text{体波} \propto \frac{1}{x} e^{-kx}, \quad \text{面波} \propto \frac{1}{\sqrt{x}} e^{-k'x}. \qquad (4.49)$$

地壳物质看来具有这样的特性：波速大的波，衰减系数也大。它们之间的近似关系可归结为以下方程式：

$$\frac{\xi}{V^3} \approx 10^{-7} \text{C.G.S.} \qquad (4.50)$$

虽然式(4.49)中的 k 可以认为与周期的平方成反比，波的衰减也可以归因于其它与周期成反比的条件。因此，从实际观测中得到的粘滞系数，称之为有效粘滞系数可能更为恰当。

参 考 文 献

[1] Kanai, K.: On the M_2-waves (Sezawa-waves). *Bull. Earthq. Res. Inst.*, **29**, 39 (1951).

[2] Kawasumi, H. and Suzuki, T.: Reflection and refraction of seismic waves in a surface layer. *Journ. Seism. Soc Japan*, **4**,277 (1932).

[3] Hagiwara, T.: Geophysical prospecting Methods (Asakura Shoten, 1951); Watanabe, K.: physical Underground Exploration Methods (Kogyo Zasshisha, 1937).

[4] Kawasumi, H., Shima, E. *et al.*: *S* wave velocities of subsoil layer in Tokyo, 1. *Bull. Earthq. Res. Inst.*, **44**,731(1966).
[5] Sezawa, K. and Kanai, K.: A fault surface or a block absorbs seismic wave energy. *Bull. Earthq. Res. Inst.*, **18**, 465(1940).

第五章　地 基 振 动

5.1　地基振动理论

A．地震波在表层中的反射和折射

a．入射 P 波的效应

图 5-1 所示模型中 $z=0$ 是两种介质的间断面，而 $z=H$ 是自由面，假设入射到表层底界的波为：

$$\phi_0=A_0e^{i(pt-r_2z-qx)} \tag{5.1}$$

反射的 P 波和 S 波则可表示为：

$$\left.\begin{aligned}\phi_0'&=A_0'e^{i(pt+r_2z-qx)}\\ \psi_0'&=B_0'e^{i(pt+s_2z-qx)}\end{aligned}\right\} \tag{5.2}$$

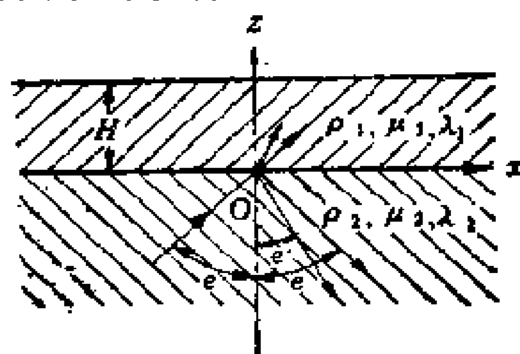


图 5-1

此外，在 $z=0$ 和 $z=H$ 之间反复传播的波可表示为：

$$\left.\begin{aligned}\phi_1&=A_1e^{i(pt-r_1z-qx)}+A_1'e^{i(pt+r_1z-qx)}\\ \psi_1&=B_1e^{i(pt-s_1z-qx)}+B_0'e^{i(pt+s_1z-qx)}\end{aligned}\right\} \tag{5.3}$$

式中，

$$\left.\begin{aligned}&\frac{p}{q}=V_{P_2}\operatorname{cosec}e=V_{S_2}\operatorname{cosec}e',\quad r_1^2=q^2\left(\frac{T_{P_2}^2\operatorname{cosec}^2e}{V_{P_1}^2}-1\right),\\ &s_1^2=q^2\left(\frac{V_{S_2}^2\operatorname{cosec}^2e'}{V_{S_1}^2}-1\right),\quad r_2=q\operatorname{ctg}e,\ s_2=q\operatorname{ctg}e'.\end{aligned}\right\} \tag{5.4}$$

如果表层中的水平位移和垂直位移分别为 u_1 和 w_1，而下层中水平位移和垂直位移分别为 u_2 和 w_2，则可以证明下述关系式：

$$
\left.\begin{aligned}
u_1&=\frac{\partial\phi_1}{\partial x}-\frac{\partial\psi_1}{\partial z},\quad w_1=\frac{\partial\phi_1}{\partial z}+\frac{\partial\psi_1}{\partial x},\\
u_2&=\frac{\partial(\phi_0+\phi_0')}{\partial x}-\frac{\partial\psi_0'}{\partial z},\quad w_2=\frac{\partial(\phi_0+\phi_0')}{\partial z}+\frac{\partial\psi_0'}{\partial x}.
\end{aligned}\right\}
\tag{5.5}
$$

边界条件假设为：

$$z=0;\quad u_1=u_2,\quad w_1=w_2, \qquad (5.6),\ (5.7)$$

$$\lambda_1\left(\frac{\partial u_1}{\partial x}+\frac{\partial w_1}{\partial z}\right)+2\,\mu_1\frac{\partial w_1}{\partial z}=\lambda_2\left(\frac{\partial u_2}{\partial x}+\frac{\partial w_2}{\partial z}\right)+2\,\mu_2\frac{\partial w_2}{\partial z} \tag{5.8}$$

$$\mu_1\left(\frac{\partial w_1}{\partial x}+\frac{\partial u_1}{\partial z}\right)=\mu_2\left(\frac{\partial w_2}{\partial x}+\frac{\partial u_2}{\partial z}\right) \tag{5.9}$$

$$z=H;\quad \lambda_1\left(\frac{\partial u_1}{\partial x}+\frac{\partial w_1}{\partial z}\right)+2\,\mu_1\frac{\partial w_1}{\partial z}=0 \tag{5.10}$$

$$\frac{\partial w_1}{\partial x}+\frac{\partial u_1}{\partial z}=0. \tag{5.11}$$

把式(5.5)代入式(5.6)—(5.11)以确定常数 A_1, A_1', B_1 和 B_1', 然后计算当 $\rho_2=\rho_1$, $\lambda_2=\mu_2$, $\lambda_1=\mu_1$, $\mu_2=2\,\mu_1$ 和 45° 入射角时的各值，以求得表面上的椭圆轨迹(图 5-2)。正如此图所示，椭圆轨迹形状是根据入射波波长变化的。

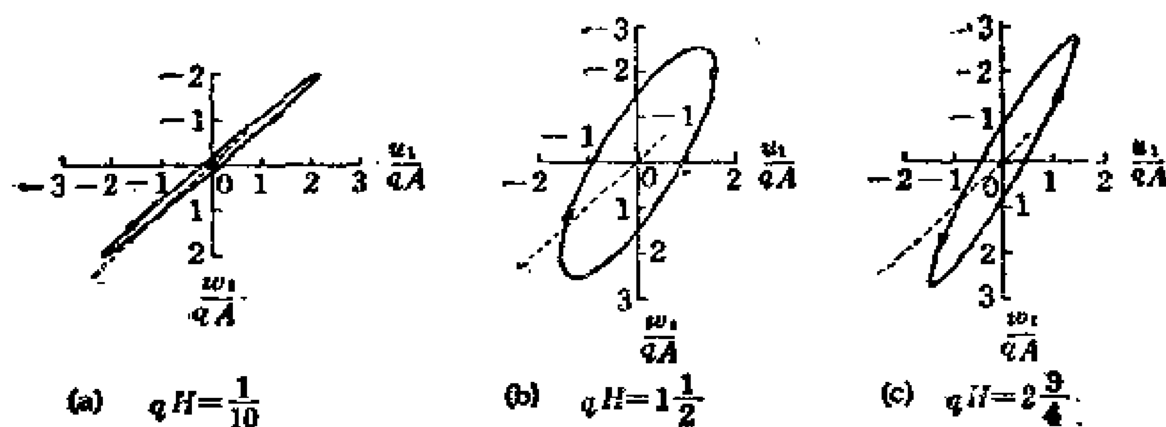


图 5-2 地表的椭圆轨迹运动

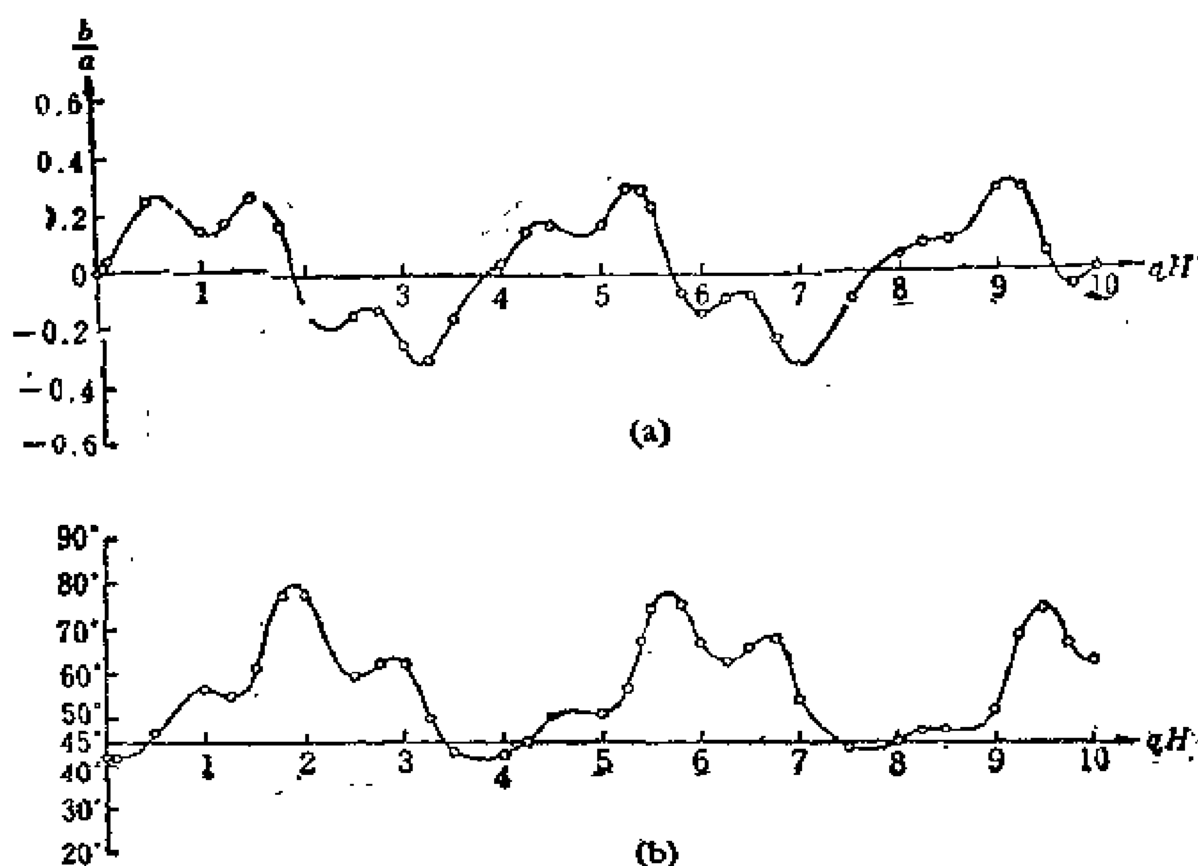


图 5-3 (a) 地表椭圆运动在正交轴上的椭圆的长轴与短轴的长度比；
(b) 椭圆轨迹的长轴与地表的交角

图 5-3 示出椭圆轨迹的详细记录，图 (a) 表示轨迹的长轴和短轴的长度比，图(b)表示轨迹和地表之间的角度。

从图 5-2 和 5-3 显见，地表的地震动作椭圆形运动，其轨迹的长轴与地表之间的角度、长轴和短轴的长度以及沿椭圆轨迹的旋转方向，依入射波的波长以复杂的关系呈周期性变化。

当在界面上的入射波是 $S(SV)$ 波时，可以用与 P 波相同的方法进行计算。

b. 入射 SH 波的效应

当 SH 波入射到表层的底界，面反射波和折射波也都是 SH

波时，边界条件如下：

$$z=0; \quad u_1=u_2, \tag{5.12}$$

$$\mu_1\frac{\partial u_1}{\partial z}=\mu_2\frac{\partial u_2}{\partial z}, \tag{5.13}$$

$$z=H, \quad \frac{\partial u_1}{\partial z}=0, \tag{5.14}$$

当入射波为

$$u_0=F(x+az-nt) \tag{5.15}$$

(这里，略去计算过程)，表层的波形为[1]：

$$u_1=\frac{2}{1+\nu}\sum_{m=0}^{\infty}(-1)^m\left(\frac{1-\nu}{1+\nu}\right)^m\{F(x+\beta z+\overline{2\,m+1}\,\beta H-nt) + F(x-\beta z+2\,m\beta H-nt)\}. \tag{5.16}$$

式中，

$$\left.\begin{aligned}\nu&=\frac{\mu_1}{\mu_2}\frac{\sqrt{\left(\frac{V_2}{V_1}\right)^2-\sin^2\theta}}{\cos e},\\ \beta&=\sqrt{n^2-V_1^2}.\end{aligned}\right\} \tag{5.17}$$

从式(5.16)显见，在表层中运动的波形通常是周期型的和衰减型的。它的周期是：

$$T=\frac{4\,H}{V_1}\sqrt{1-\left(\frac{V_1}{V_2}\sin\theta\right)^2} \quad [\nu<1], \tag{5.18}$$

$$T=\frac{2\,H}{V_1}\sqrt{1-\left(\frac{V_1}{V_2}\sin\theta\right)^2} \quad [\nu>1], \tag{5.19}$$

当入射波从下垂直射到较软的表层时，即当 $\theta=0$ 时，振动周期是 $4\,H/V_1$。随着 θ 增加，周期变短。无论 ν 大于或小于 1，对数衰减系数均变为

$$k=\frac{V_1}{2\,H\sqrt{1-\left(\frac{V_1}{V_2}\sin\theta\right)^2}}\log e\left|\frac{1+\nu}{1-\nu}\right|. \tag{5.20}$$

B．入射地震波从下垂直射到单层地表

前节已表明，甚至在地表和下层的密度和弹性完全不同时，在两种介质之间也总存在着振动能量的流动，除非在数学上它们的密度比无限大或弹性比有限。因此，假设表层遵循保守系统的波动力学是不正确的。而应当把它看或一个耗散体系。换句话说，地基振动问题变为一般波动问题。

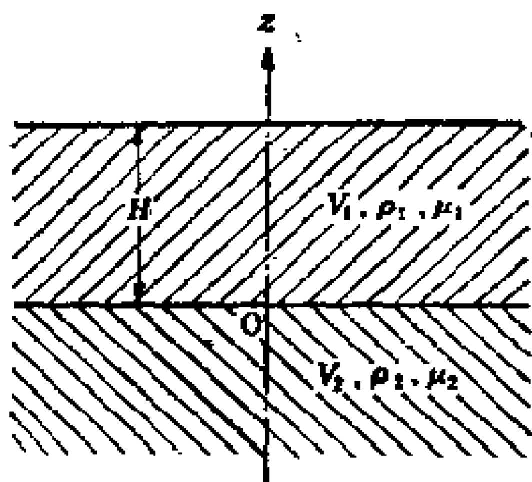


图 5-4

为简单起见，让我们研究一个表层厚为H，受从下垂直向上入射的S波而引起强迫振动的情况。如第四章所介绍的，如果地震波以直角入射到间断面上，那么这个问题确实变得很简单，因为反射波和折射波与入射波都是相同类型的波。此外，由于构或地壳的介质大致说来象深部一样坚硬，再考虑到第四章中所介绍的波的性质，我们可以不尽是臆测地假设，到达地表附近的地震波的传播途径几乎是垂直的。

表层和下层的运动方程可归纳如下：

（对于P波，用$\lambda+2\mu$代替μ）

$$\rho_1\frac{\partial^2 u_1}{\partial t^2}=\mu_1\frac{\partial^2 u_1}{\partial z^2},\quad \rho_2\frac{\partial^2 u_2}{\partial t^2}=\mu_2\frac{\partial^2 u_2}{\partial z^2}. \qquad (5.21)$$

象入射波一样，假设

$$u_0=A_0e^{i(pt-f_2z)}, \qquad (5.22)$$

在下层和表层中的地震波可分别表为：

$$u_2=u_0+u_2'=A_0e^{i(pt-f_2z)}+A_2'e^{i(pt+f_2z)},$$
$$u_1=A_1e^{i(pt-f_1z)}+A_1'e^{i(pt+f_1z)}. \qquad (5.23)$$

式中，A_2'，A_1，A_1'是由边界条件决定的常数；$p=2\pi/T$，式中，T代表周期；$f_1=2\pi/V_1T$，$f_2=2\pi/V_2T$，其中V_1和V_2分别

为表层和下层中的波速。假设两种介质在 $z=0$ 处是完全结合在一起的，则这种关系可表示为：

$$z=0; \quad u_1=u_2, \tag{5.24}$$

$$\mu_1\frac{\partial u_1}{\partial z}=\mu_2\frac{\partial u_2}{\partial z}. \tag{5.25}$$

而在自由面 $z=H$ 处，该关系可表为：

$$z=H; \quad \frac{\partial u_1}{\partial z}=0. \tag{5.26}$$

把式(5.23)代入式(5.24)—(5.26)，可以得到 A_2'，A_1 和 A_1' 如下：

$$\left.\begin{aligned}
A_2'&=\frac{(1-\alpha)+(1+\alpha)e^{-2i\beta f_2H}}{(1+\alpha)+(1-\alpha)e^{-2i\beta f_2H}}A_0,\\
A_1&=\frac{2}{(1+\alpha)+(1-\alpha)e^{-2i\beta f_2H}}A_0,\\
A_1'&=\frac{2e^{-2i\beta f_2H}}{(1+\alpha)+(1-\alpha)e^{-2i\beta f_2H}}A_0.
\end{aligned}\right\} \tag{5.27}$$

式中，$\alpha=\rho_1V_1/\rho_2V_2$，$\beta=V_2/V_1$。利用富里叶重积分，对于 $t=0$；$u_0=F(z)$的解是：

$$\begin{aligned}
u_2=&\frac{1}{2\pi}\int_{-\infty}^{\infty}df_2\int_{-\infty}^{\infty}F(\sigma)e^{if_2(V_2t-z+\sigma)}d\sigma\\
&+\frac{1}{2\pi}\int_{-\infty}^{\infty}\frac{(1-\alpha)+(1+\alpha)e^{-2i\beta f_2H}}{(1+\alpha)+(1-\alpha)e^{-2i\beta f_2H}}df_2\\
&\times\int_{-\infty}^{\infty}F(\sigma)e^{if_2(V_2t+z+\sigma)}d\sigma,
\end{aligned} \tag{5.28}$$

$$\begin{aligned}
u_1=&\frac{1}{2\pi}\int_{-\infty}^{\infty}\frac{2\,df_2}{(1+\alpha)+(1-\alpha)e^{-2i\beta f_2H}}\\
&\times\int_{-\infty}^{\infty}F(\sigma)e^{i\beta f_2(V_1t-z+\sigma/\beta)}d\sigma\\
&+\frac{1}{2\pi}\int_{-\infty}^{\infty}\frac{2e^{-2i\beta f_2H}df_2}{(1+\alpha)+(1-\alpha)e^{-2i\beta f_2H}}
\end{aligned}$$

$$\times \int_{-\infty}^{\infty} F(\sigma) e^{i\beta f_2(V_1 t+z+\sigma/\beta)} d\sigma. \tag{5.29}$$

利用下列关系式：

$$\frac{1}{(1+\alpha)+(1-\alpha)e^{-2i\beta f_2 H}} = \frac{1}{1+\alpha}\sum_{m=0}^{\infty}(-1)^m\left(\frac{1-\alpha}{1+\alpha}\right)^m e^{-2im\beta f_2 H}$$

$$[\alpha<1], \tag{5.30}$$

式(5.28)和(5.29)可以重新定义为：

$$u_2' = \frac{1}{2\pi}\sum_{m=0}^{\infty}(-1)^m\left(\frac{1-\alpha}{1+\alpha}\right)^{m+1}\int_{-\infty}^{\infty} e^{-2im\beta f_2 H} df_2$$

$$\times \int_{-\infty}^{\infty} F(\sigma) e^{if_2(V_2 t+z+\sigma)} d\sigma$$

$$+\frac{1}{2\pi}\sum_{m=0}^{\infty}(-1)^m\left(\frac{1-\alpha}{1+\alpha}\right)^m\int_{-\infty}^{\infty} e^{-2i(m+1)\beta f_2 H} df_2$$

$$\times \int_{-\infty}^{\infty} F(\sigma) e^{if_2(V_2 t+z+\sigma)} d\sigma, \tag{5.31}$$

$$u_1 = \frac{1}{\pi}\sum_{m=0}^{\infty}(-1)^m\frac{(1-\alpha)^m}{(1+\alpha)^{m+1}}\int_{-\infty}^{\infty} e^{-2im\beta f_2 H} df_2$$

$$\times \int_{-\infty}^{\infty} F(\sigma) e^{i\beta f_2(V_1 t-z+\sigma/\beta)} d\sigma$$

$$+\frac{1}{\pi}\sum_{m=0}^{\infty}(-1)^m\frac{(1-\alpha)^m}{(1+\alpha)^{m+1}}\int_{-\infty}^{\infty} e^{-2i(m+1)\beta f_2 H} df_2$$

$$\times \int_{-\infty}^{\infty} F(\sigma) e^{i\beta f_2(V_1 t+z+\sigma/\beta)} d\sigma. \tag{5.32}$$

假设入射波是：

$$t=0;\ F(z)=\cos cz[-a<z<0], \tag{5.33}$$

利用以下结果：

$$\left.\begin{aligned}&\int_{-\infty}^{\infty}\frac{e^{iBf}}{A-f}df=-i\pi e^{iAB},\quad \int_{-\infty}^{\infty}\frac{e^{iBf}}{A+f}df=i\pi e^{-iAB},\\&\int_{-\infty}^{\infty}\frac{e^{-iBf}}{A-f}df=i\pi e^{iAB},\quad \int_{-\infty}^{\infty}\frac{e^{-iBf}}{A+f}df=-i\pi e^{-iAB}\\&\qquad\qquad\qquad\qquad\qquad[A>0,\ B>0].\end{aligned}\right\}\tag{5.34}$$

式(5.31)和(5.32)可以重新写成：

$$\begin{aligned}u_2'=&\sum_{m=0}^{\infty}F'(m)\ (-1)^m\left(\frac{1-a}{1+a}\right)^{m+1}\cos c(V_2t+z-2\ m\beta H)\\&+\sum_{m=0}^{\infty}\Phi'(m)\ (-1)^m\left(\frac{1-a}{1+a}\right)^{m}\cos c\{V_2t+z-2\ (m+1)\beta H\},\end{aligned}\tag{5.35}$$

式中，

$$\left.\begin{aligned}F'(m)&=1,\ [-(V_2t-2\ m\beta H)<z<-(V_2t-2\ m\beta H-a)]\\&=0,\ [-(V_2t-2\ m\beta H)>z]\\&=0,\ [-(V_2t-2\ m\beta H-a)<z]\\\Phi'(m)&=1,\ [-\{V_2t-2(m+1)\beta H\}<z<\\&\qquad\quad -\{V_2t-2(m+1)\beta H-a\}]\\&=0,\ [-\{V_2t-2(m+1)\beta H\}>z]\\&=0,\ [-\{V_2t-2(m+1)\beta H-a\}<z]\end{aligned}\right\}\tag{5.36}$$

$$\begin{aligned}u_1=&2\sum_{m=0}^{\infty}F(m)(-1)^m\frac{(1-a)^m}{(1+a)^{m+1}}\cos c\beta\ (V_1t-z-2\ mH)\\&+2\sum_{m=0}^{\infty}\Phi(m)\ (-1)^m\frac{(1-a)^m}{(1+a)^{m+1}}\cos c\beta\{V_1t+z-2\ (m+1)H\}\end{aligned}\tag{5.37}$$

其中，

$$
\left.\begin{aligned}
F(m)&=1, \quad \left[(V_1t-2\,mH)>z>\left(V_1t-2\,mH-\frac{a}{\beta}\right)\right]\\
&=0, \quad [(V_1t-2\,mH)<z]\\
&=0, \quad \left[\left(V_1t-2\,mH-\frac{a}{\beta}\right)>z\right]\\
\Phi(m)&=1, \quad \Big[-\{V_1t-2\,(m+1)H\}<z<\\
&\qquad -\left\{V_1t-(2\,m+1)H-\frac{a}{\beta}\right\}\Big]\\
&=0, \quad [-\{V_1t-2\,(m+1)H\}>z]\\
&=0, \quad \left[-\left\{V_1t-2\,(m+1)H-\frac{a}{\beta}\right\}<z\right]
\end{aligned}\right\}
\tag{5.38}
$$

式 (5.33) 和 (5.37) 的算例示于图 5-5。此图表现出如下事实：虽然在表层中的振动是很复杂的，即使当入射波是有限序列的谐波时，它们仍可以作为振幅逐渐变小的离散的波动群 (separate successive groups) 进行分析。因此，表层的固有振动序列相应于组与组之间的各个间隔，而重现的大振动则是初始运动。

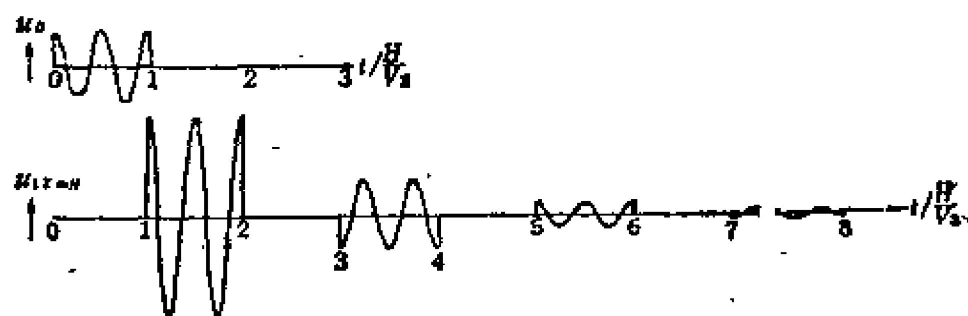
作为有限序列谐波的一个特殊情况，我们研究在表层中运动的波长为层厚 4 倍的情况，或者换句话说，研究波的周期与表层的自振周期同步的情况。在这种情况下，地表面的最大振幅用下列方程表示：

$$
u_{1z=H}=\frac{2}{\alpha}\left[1-\left(\frac{1-\alpha}{1+\alpha}\right)^n\right], \ [\alpha<1] \tag{5.39}
$$

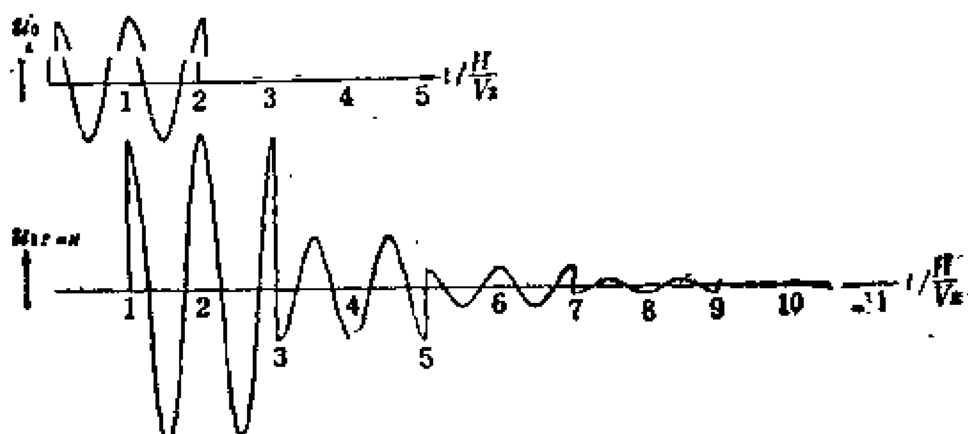
式中，n 是连续的半波数。用式 (5.39) 计算出算例示于图 5-6。该图证明，当 n 大约等于或稍大于 4 时，即当它与两倍波长（或稍长）同步时，表层的振幅变得非常大。

接着，假设入射波是无限序列的谐波：

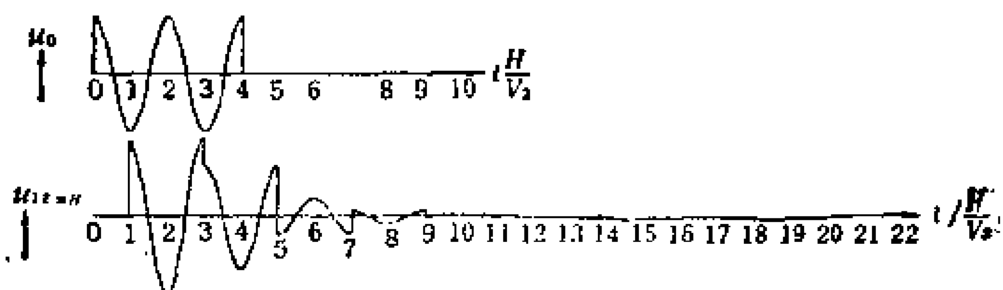
$$
\mu_0=\cos(pt-f_2z), \tag{5.40}
$$



(a) $\alpha=1/2$, $\beta=1$, $H=2L_2$, $a=2L_2$, $c=2\pi/L_2$



(b) $\alpha=2$, $\beta=1$, $H=L_2$, $a=2L_2$, $c=2\pi/L_2$



(c) $\alpha=2$, $\beta=1$, $H=L_2/2$, $a=2L_{a_1}$ $c=2\pi/L_2$

图 5-5

它在表层中的波形是：

$$u_1=\frac{2\cos f_1(H-z)\cos\{pt-\tan^{-1}(\alpha\tan f_1 H)\}}{\sqrt{\cos^2 f_1 H+\alpha^2\sin^2 f_1 H}} \quad (5.41)$$

式中，$\alpha=\rho_1V_1/\rho_2V_2$。对于$\alpha=1/2$和2的算例示于图 5-7。

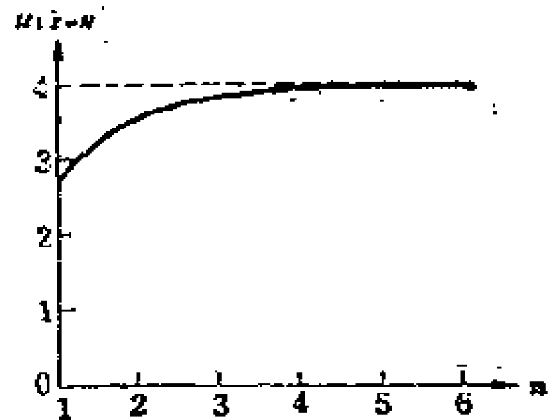


图 5-6　有限序列谐波的地基放大系数（n 半波数）

从图 5-7(a) 显见，如果表层比下层软，在入射波的周期与表层的固有周期（$4H/V_1$）一致的情况下，地表的最大振幅达到$2/\alpha$。从图 5-7(b) 还可知道，如果表层比下层硬，当入射波的周期和表层的固有周期同步时，地表的振幅将小于正常值。因

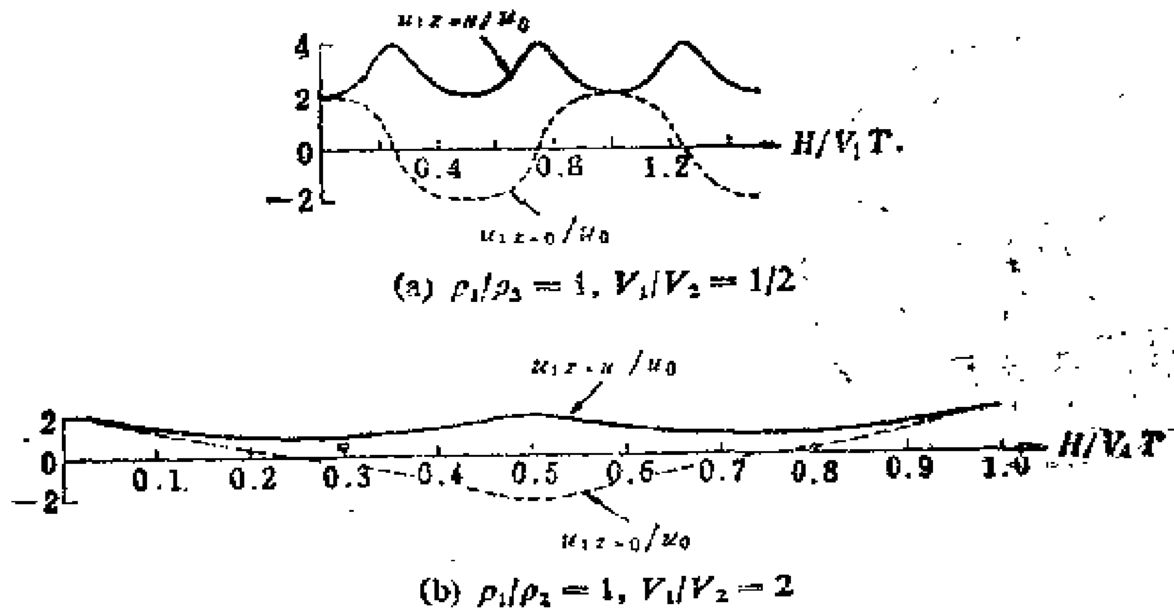


图 5-7

此，表层本身的固有周期在激发表层的振动上并不是重要的，但是弹性的相对分布在这个现象上起重要作用。

由地震波自下垂直入射表层边界所产生的在表层内的多重反射现象，也可以表示为：

$$u_{1z=0}(t)=\frac{2}{1+\alpha}F(t)+\frac{2}{1+\alpha}F\left(t-\frac{2H}{V_1}\right)$$

$$+\frac{2}{1+\alpha}\left(\frac{\alpha-1}{\alpha+1}\right)F\left(t-\frac{2H}{V_1}\right)+\frac{2}{1+\alpha}\left(\frac{\alpha-1}{\alpha+1}\right)$$

$$\times F\left(t-\frac{4H}{V_1}\right)+\frac{2}{1+\alpha}\left(\frac{\alpha-1}{\alpha+1}\right)^2 F\left(t-\frac{4H}{V_1}\right)+\cdots, \tag{5.42}$$

$$u_{1z=H}(\tau)=\frac{4}{1+\alpha}F\left(t-\frac{H}{V_1}\right)+\frac{4}{1+\alpha}\left(\frac{\alpha-1}{\alpha+1}\right)F\left(t-\frac{3H}{V_1}\right)$$

$$+\frac{4}{1+\alpha}\left(\frac{\alpha-1}{\alpha+1}\right)^2 F\left(t-\frac{5H}{V_1}\right)+\cdots. \tag{5.43}$$

式中，t 和 τ 分别为地震波到达表层底部和到达地表时起算的时间轴。从式（5.43）得到下列关系式：

$$u_{1z=H}\left(\tau+\frac{H}{V_1}\right)+u_{1z=H}\left(\tau-\frac{H}{V_1}\right)$$

$$=\frac{4}{1+\alpha}\left[\left\{F(t)+\left(\frac{\alpha-1}{\alpha+1}\right)F\left(t-\frac{2H}{V_1}\right)+\left(\frac{\alpha-1}{\alpha+1}\right)^2\right.\right.$$

$$\left.\times F\left(t-\frac{4H}{V_1}\right)+\cdots\right\}+\left\{F\left(t-\frac{2H}{V_1}\right)+\left(\frac{\alpha-1}{\alpha+1}\right)\right.$$

$$\left.\left.\times F\left(t-\frac{4H}{V_1}\right)+\left(\frac{\alpha-1}{\alpha+1}\right)^2 F\left(t-\frac{6H}{V_1}\right)+\cdots\right\}\right]. \tag{5.43'}$$

给出（5.43′）和（5.42），就可以得到下列关系式：

$$u_{1z=H}\left(\tau+\frac{H}{V_1}\right)+u_{1z=H}\left(\tau-\frac{H}{V_1}\right)=2\,u_{1z=0}(t). \tag{5.44}$$

把地表的波形与位移为 $2H/V_1$ 的波形迭加，所得波形为表层底面处波形的两倍。如果能得到表层的顶面和底面处的地震图，则从式（5.44）很容易证实地震波的多重反射现象的存在。

当入射波是不规则的，而它的位移可用下式表示时，

$$u_0=\sum_n F_n\cos(p_n t-f_{2n}z+\tau_n), \tag{5.45}$$

则两种介质界面处以及自由地表的波形位移为：

$$u_{z=0}=\sum_n \frac{2F_n\cos f_{1n}H}{\sqrt{\cos^2 f_{1n}H+\alpha^2\sin^2 f_{1n}H}}\cos\left(p_n t - \tan^{-1}\frac{\alpha\sin f_{1n}H}{\cos f_{1n}H}+\tau_n f_{1n}/\beta\right) \tag{5.46}$$

$$u_{z=H}=\sum_n \frac{2F_n}{\sqrt{\cos^2 f_{1n}H+\alpha^2\sin^2 f_{1n}H}}\cos\left(p_n t - \tan^{-1}\frac{\alpha\sin f_{1n}H}{\cos f_{1n}H}+\tau_n f_{1n}/\beta\right). \tag{5.47}$$

就具有与表层固有周期相当周期的波而言，当下层介质的速度较大时，这种周期的振动通常只发生在地表，因为式（5.47）的分母相当小。由此我们可以推论，表层很可能产生所谓的"有选择的共振"。

C. 地震波自下而上垂直入射多层表层

设 n＝多层地层的层数，i＝多层地层中给定的一层，U_i＝上升波，D_i＝下降波，γ_i＝从第（$i+1$）层到第 i 层的传递系数，γ_i'＝从第 i 层到第（$i+1$）层的传递系数，β_i＝从第（$i+1$）层到第 i 层的反射系数，β_i'＝从第 i 层到第（$i+1$）层的反射系数，τ_i＝在第 i 层中波的传播时间，ρ_i＝密度，V_i＝波的传播速度，H_i＝第 i 层的层厚，u_0＝多层底面的入射波，u_H＝地表面的波形，u_i＝第 i 层的波形，z_i＝从第 i 层底面起算的距离，则第 i 层中的位移可根据下式计算：

$$\begin{aligned} u_i(t,\ z_i)&=U_i\left(t-\frac{z_i}{V_i}\right)+D_i\left(t-\frac{H_i-z_i}{V_i}\right)\\ &=U_i\left(t-\frac{z_i}{V_i}\right)+D_i\left(t-\tau_i+\frac{z_i}{V_i}\right). \end{aligned} \tag{5.48}$$

根据式（5.48），第 i 层的上界面 $z_i=H_i$ 处和下界面 $z_i=0$ 处的波形是：

$$u_i(t,\ H_i)=U_i(t-\tau_i)+D_i(t), \tag{5.49}$$

$$u_i(t,\ 0)=U_i(t)+D_i(t-\tau_i); \tag{5.50}$$

在第 n 层中的上升波 $U_n(t)$ 表示为：

$$U_n(t)=\gamma_n u_0(t)+\beta'_n D_n(t-\tau_n), \tag{5.51}$$

第 1 层的下降波 $D_1(t)$ 是：

$$D_1(t)=U_1(t-\tau_1). \tag{5.52}$$

根据这些方程式，从 u_0 开始可依次得到两层中的波形。

只要给出地表的波形，从地表处的下列关系式开始

$$U_1(t-\tau_1)=D(t)=\frac{1}{2}u_H(t) \tag{5.53}$$

并利用关系式：

$$U_i(t)=\gamma_i U_{i+1}(t-\tau_{i+1})+\beta'_i D_i(t-\tau_i) \tag{5.54}$$

$$D_i(t)=\beta_{i-1}U_i(t-\tau_i)+\gamma'_{i-1}D_{i-1}(t-\tau_{i-1}) \tag{5.55}$$

就可依次得到第 i 层中的每个波形。在最下层的入射波可由下面的方程式得到：

$$u_0=\frac{1}{\gamma_n}\{U_n(t)-\beta'_n D_n(t-\tau_n)\}. \tag{5.56}$$

D．具有固态粘滞性的表层振动

到现在为止我们介绍了单一表层中波形的基本性质。本节我们将简要介绍阻力与质点速度成正比的情况。把与速度成正比的阻力系数表为 ξ，则表层（下标 1）和下层（下标 2）的运动方程(5.21) 可重写为：

$$\rho_n\frac{\partial^2 u_n}{\partial t^2}=\left(\mu_n+\xi_n\frac{\partial}{\partial t}\right)\frac{\partial^2 u_n}{\partial z^2},\ [n=1,\ 2] \tag{5.57}$$

在谐波的情况下，式(5.57)的解是：

$$u_n=e^{i(pt\pm f_n z)}. \tag{5.58}$$

式中，$f_n^2=\rho_n p^2/(\mu_n+i\xi_n p)$。至于入射波方程、下层中和表层中地震波以及边界条件方程，只需把式（5.22），（5.23）以及式(5.24)—(5.26)中的 μ_n 用 $\mu_n+i\xi_n p$ 代替即可。简化后，地表面的振幅 $u_{z=H}$ 与入射波的振幅 u_0 之比，可表示为：

$$\frac{|u_{1z=H}|}{|u_0|}=\frac{2}{\sqrt{\Phi_1^2+\Phi_2^2}}. \tag{5.59}$$

式中，

$$\left.\begin{aligned}
\Phi_1&=\cos P\cosh Q+\gamma\{\cos(N_2-N_1)\cos P\sinh Q\\
&\quad+\sin(N_2-N_1)\sin P\cosh Q\};\\
\Phi_2&=\sin P\sinh Q+\gamma\{\cos(N_2-N_1)\sin P\cosh Q\\
&\quad-\sin(N_2-N_1)\cos P\sinh Q\};\\
\gamma&=\frac{\rho_1V_1M_1}{\rho_2V_2M_2};\ P=\frac{pH}{V_1}\frac{\cos N_1}{M_1};\ Q=\frac{pH}{V_1}\frac{\sin N_1}{M_1};\\
M_n&=\left\{1+\left(\frac{\xi_n p}{\mu_n}\right)^2\right\}^{1/4};\quad N_n=\frac{1}{2}\mathrm{tg}^{-1}\frac{\xi_n p}{\mu_n}.[n=1,2]
\end{aligned}\right\}\tag{5.60}$$

作为算例，在共振条件下，地表振幅与到达基岩的振幅之比和表层厚度之间的关系示于图 5-8 。

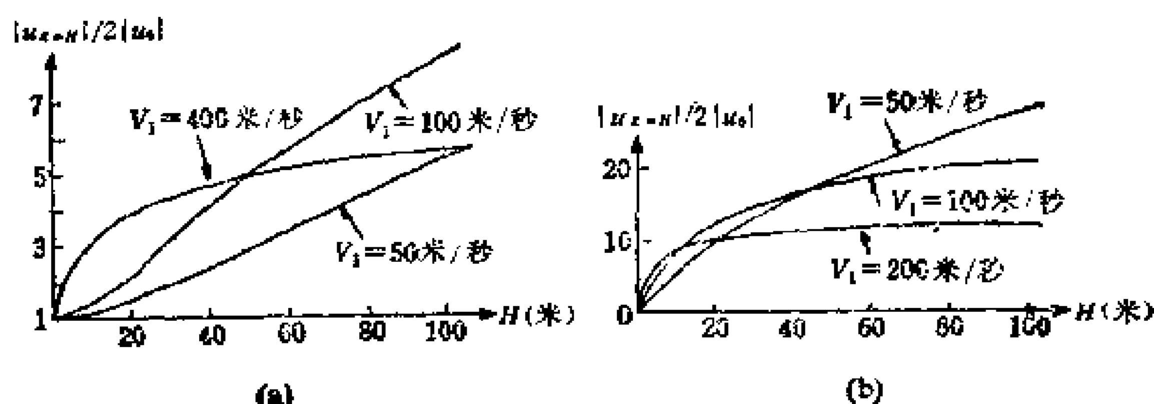


图 5-8 (a) 地表的共振振幅与表层厚度（H）的关系 $\xi_1=10^6$C·G·S，$\xi_2=0$，$\rho_1=1.5$，$\rho_2=2.25$，$V_2=1700$ 米/秒；(b)地表的共振振幅与表层厚度(H)的关系。$\xi_1=10^7$C·G·S，其它同(a)

在这种情况下，下层中的粘滞性假设为 $\xi_2\to0$， 因为它对此问题影响很小，而计算是对于 $\rho_1=1.5$，$\rho_2=2.25$，$V_2=1700$ 米/秒，表层的粘滞系数 $\xi_1=10^6$C·G·S 和 10^7C·G·S 进行的。 从此图显而易见，当表层的刚度为常数时，地表的振幅随着层厚的增大而增加。这里奇怪的是，当 H 较小时，表层刚度与地表振幅之间的关系非常复杂。这表明，当表层很薄时，表层刚度降低，地表振

幅增大的说法是危险的。当然，除非考虑固态粘滞性，否则这种说法是不成立的。

由固态粘滞性所产生的衰减是 $p\xi_1/\mu_1$ 的函数：由于在共振时 $T=4H/V_1$，所以它可表示为：

$$\frac{p\xi}{\mu_1}=\frac{\pi\xi}{2H\sqrt{\rho_1\mu_1}}. \tag{5.61}$$

换句话说，如果我们假设不管介质类型如何，表层的粘滞系数都是常数，则共振时衰减越大，表层介质的弹性常数越小。然而，如前节所述，波进入下层的耗散所产生的衰减随着表层介质弹性常数的变小而减少。因此，表层共振时，放大系数比值与 μ_1 之间的关系取决于两个相反类型的衰减之间的定量关系。当表层厚度 H 较大时，由波的耗散引进的衰减效应要大于固态粘滞性所产生的衰减效应，因为由固态粘滞性所引起的衰减项变小了。因此，在这种情况下可以得到如下的结论：$\rho_1\mu_1$ 越小，衰减也越小。换句话说，当表层较厚时，表层的共振振幅随着表层的变弱而增大，反之，当表层较薄时，适得其反，即当表层较软时，其共振振幅趋于较小，这是因为固态粘滞性要比耗散效应强烈。然而，这些数值例子中的结果是在不管表层刚度如何，粘滞系数 ξ 均为常数的条件下得到的，另一方面，在实际地基中，可以有把握地假设，当表层厚而软时，地表的振幅有变大的趋势，因为小刚度的介质似乎也有较小的粘滞系数。

图 5-8 表明当表层厚度 H 超过某一定值时，有些曲线变陡，而另一些曲线变缓。下述事实是令人感兴趣的，木房屋的震害随冲积层的增厚而增大。对于实际地震来说，某些地点（1923年关东大地震时东京的市区）的破损率从冲积层厚度 20—30 米开始急剧增加，而在另外一些地点（关东大地震时的横滨市）则减缓。图 5-9 表示表层和下层的速度比、阻尼系数、表层层厚以及地表共振振幅之间的这种关系。从此图可得出下列关系：

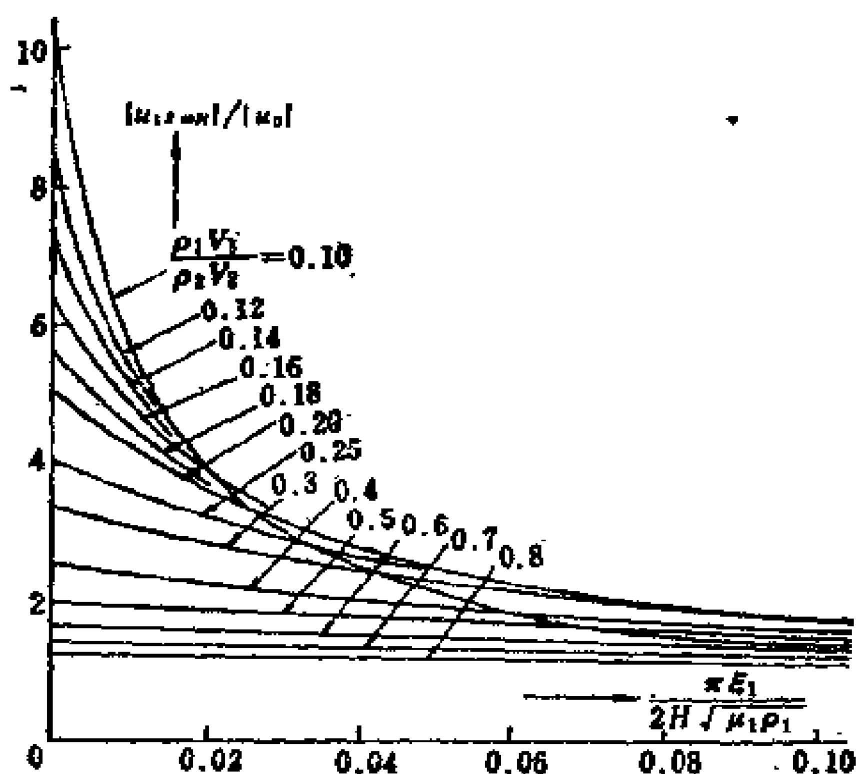


图 5-9 地表共振振幅。H，ξ_1，μ_1，ρ_1 分别为表层的层厚、粘滞性、刚度和密度

(1) 当 ε_1，$\rho_1 V_1$和H为常数时，$\rho_1 V_1/\rho_2 V_2$ 越小，放大作用越大（曲线彼此交叉后的结果这里不讨论）。

(2) 当 $\rho_1 V_1/\rho_2 V_2$，$\rho_1 V_1$和H为常数时，ξ_1越小，放大作用越大。

(3) 当 $\rho_1 V_1/\rho_2 V_2$，$\rho_1 V_1$和ξ_1 是常数时，H 越大，放大作用越大。

(4) 当 $\rho_1 V_1/\rho_2 V_2$，ρ_1，H和ξ_1是常数时，V_1越大，放大作用越大。

(1)—(3) 似乎与实际现象符合，而 (4) 则不然。对这种矛盾可做如下解释：假设$\xi_1=\xi' V_1^{1+e}$，当 ξ'是常数而 $e>0$时，横坐标值与V_1^e成正比。迄今对于土所做的实验结果表明，ξ/V^3 是常数。因此这个假设对于实际的土来说是十分合适的。简单地说，

V_1越小，放大作用越大，这是与实际经验一致的。

当以实际土作为研究对象时，还可以进一步假设基岩和地表之间的场地是由不同的两层组合构成，例如冲积土上迭于洪积土，洪积土或冲积土表面覆盖软土层。而且在很多情况下需要考虑超过两层的情况。地表产生非常强烈振动的原因是，在界面上的同相反射波彼此迭加。因此我们可以很容易想象：若地基中层数很多时，不太可能产生这种现象。这里的“层”不一定指地质学上的地层。它包含振动阻抗（速度与密度的乘积）的间断面。实际上，振动阻抗的差别几乎可以看作是弹性波速的差别，因为地基物质的密度没有很大差别。基岩上有两层介质的情况的计算结果示于图5-10[2]（略去中间计算）。

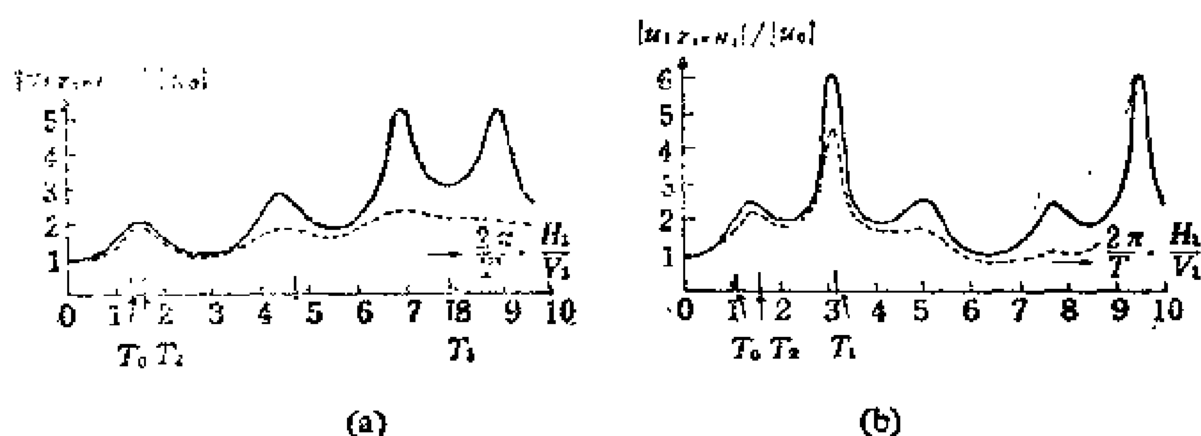


图5-10 (a)实线：无粘滞性；虚线：有粘滞性。$H_1/H_2=1/15$，$\rho_1V_1:\rho_2V_2:\rho_3V_3=1:3:6$，$\xi_2/\mu_2V_2=\xi_1/\mu_1V_1=5\times10^{-8}$C·G·S，$\xi_3\to0$，$V_1:V_2=1:3$，$V_2^2/H_2=4\times10^5$C·G·S；
(b)实线：无粘滞性；虚线：有粘滞性，$H_1/H_2=1/6$，其它同(a)

该图是当$\xi_3\to0$，$\rho_1V_1:\rho_2V_2:\rho_3V_3=1:3:6$，$V_1:V_2=1:3$，$\xi_2/\mu_2V_2=\xi_1/\mu_1V_1=5\times10^{-8}$C·G·S（根据若干次实验结果）和$V_2^2/H_2=4\times10^5$C·G·S（例如当$V_2=400$米/秒，$H_2=40$米时，$V_2^2/H_2=4\times10^5$C·G·S）时$H_1/H_2=1/15$和1/6两种情况的数值

例子。与横轴相交的线条下的 T_1，T_2和 T_0 值为 $T_1=4H_1/V_1$，$T_2=4H_2/V_2$，$T_0=4H_1/V_1+4H_2/V_2(=T_1+T_2)$。虚线表示考虑粘滞阻力时的计算结果，而实线是不考虑粘滞阻力的结果。从图5-10发现：

(1) 即使当地震动的周期等于T_1,T_2或T_0时，地表振动也不会变得特别大。因此，根据地表所观测的地基振动特性，不太容易确定地下结构。

(2) 当第 2 层的底面变为振动节面时，地表产生最大振幅。当第 1 层底面的振幅较小时，地表振幅值较大。在极端情况下，当第 2 层和第 1 层的底面同时变成振动节面时，地表振幅达到它的最大值。其最大值是到达基岩的波的振幅的 $2V_3/V_1$ 倍。实际上，当地表波形特性曲线上出现二个或多个峰时，以及当它们之一特别尖锐并且其值特别大时，振动周期可以认为仅仅是第 1 层的共振周期T_1。

(3) 如果$T_2\gg T_1$（或如果第 1 层很薄），当地表振幅达到最大值时，振动节面将出现在底层和地表之间。因此，它好象是单层地基中的高阶振动。而在地震那样的瞬时现象中，一般意义上的高阶振动很少发生。节面可归因于地基的多层结构。

(4) 一般说来，层数越多，振动特征曲线越平缓。考虑粘滞性的计算清楚地证明了这个事实。

(5) 固有周期等于第 1 层固有周期的波很可能是卓越的。实际地震图的分析表明，当绘制频率-周期曲线或振幅-周期曲线时，在硬地基中的某个周期处出现尖锐的峰，在中等软地基中出现两个或三个峰，而在很软的地基中，在很宽的周期范围内不会出现峰。因此可以很自然地假设，在基岩和地表之间，硬地基只有一层，中等软地基有两层或三层，而很软的地基由几层组成，这样上述现象就很容易解释了。

如果每层的刚度与厚度的关系满足某一特殊条件，就可能发生以下现象：所有在每个界面上反射的波都变成同相的，而地表

的振动可能变得特别大，甚至在多层地基时也是如此。此外，即使中间层的最上层是硬介质，地面运动也可能特别强烈。因此在某些情况下，根据地基振动特性所确定的地基品质与从土的承载力所判断的地基品质并不符合。

5.2 地面运动的观测

A. 地震波的微波（Ripples）

用长周期地震仪记录的地震图，通常显示出长周期波上重迭有短周期波。这些短周期波称为地震波的微波。微波的视周期依地点而异，但在某一给定的场地几乎是相同的。这就使人们联想到，微波并不是原始的地震波，而主要是在地表附近产生的波。为此，我们将用理论上研究的波型与实际地震图的结果相比较的方法来检验它们。首先让我们假设，一个由震源来的入射地震波是由具有不同波长和振幅的两个冲击型波群所构成。入射波可用下式表示：

$$u_0 = A_1 e^{-\left(\frac{V_2 t - z}{c_1}\right)^2} + A_2 e^{-\left(\frac{V_2(t-\tau) - z}{c_2}\right)^2} \tag{5.62}$$

利用式(5·32)，地表的振动表示为：

$$\begin{aligned} u_{1z=H} = & 4A_1 \sum_{m=0}^{\infty} (-1)^m \frac{(1-\alpha)^m}{(1+\alpha)^{m+1}} e^{-\frac{\beta^2}{c_1^2}[V_1 t - (2m+1)H]^2} \\ & + 4A_2 \sum_{m=0}^{\infty} (-1)^m \frac{(1-\alpha)^m}{(1+\alpha)^{m+1}} e^{-\frac{\beta^2}{c_2^2}[V_1(t-\tau) - (2m+1)H]^2} \end{aligned} \tag{5.63}$$

式中，$\alpha = \rho_1 V_1/\rho_2 V_2$，$\beta = V_2/V_1$，现在让我们计算两种情况下的地表振动：一种是视周期短的波的振幅，但其振幅要大于具有长周期的波的振幅；第二种情况则相反。在 $A_1 = -1/2$，$A_2 = 1$ 以及 $A_1 = -2$ 和 $A_2 = 1$ 这两种情况下的计算结果分别示于图5-11和图5-12。这些计算是在下述条件下进行的：

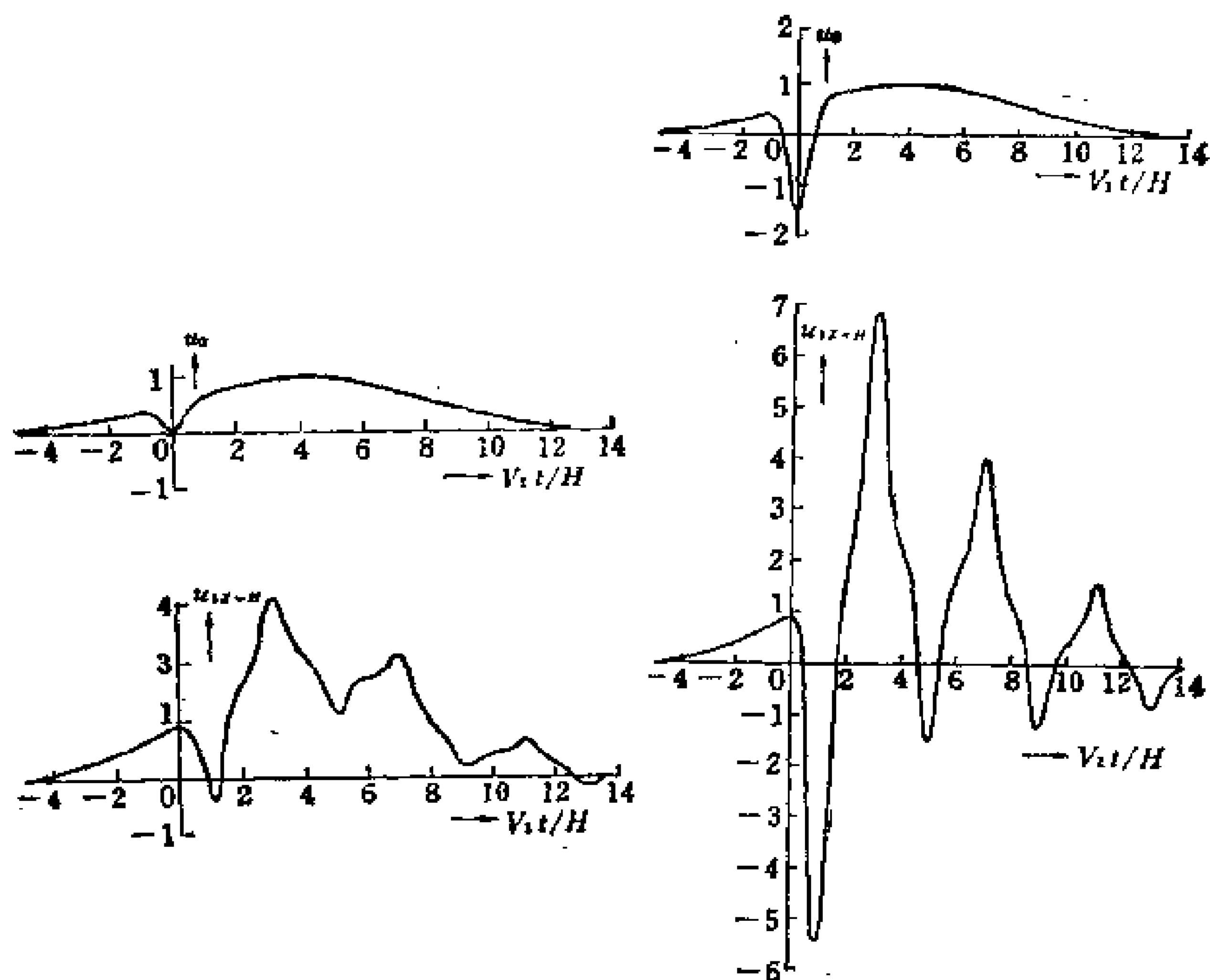


图 5-11 $A_1=-1/2$, $A_2=1$

图 5-12 $A_1=-2$, $A_2=1$

$\rho_1=\rho_2, V_2=6\ V_1, \tau=4\ H/V_1, c_1=3\ H$和 $c_2=30\ H$。在这两个图中，上面的曲线是入射波的运动，面下面的曲线是地表的运动。从图可以看出，甚至当入射波形状相当简单时，地表的振动也是重复的，而且形状复杂。这是由于在自由表面重复反射的波又迭加上了在两层的界面上反射的波所致。

地表振动的相邻的峰与谷之间的时间间隔的测量是入射波在表层的上下界面每重复反射一次所包含的长周期波和短周期波迭加的结果。可是，当入射波的波长比表层的厚度大得多时，多重反射的效应就不明显了。另一方面，当波长低于某值时，多重反

射效应则是明显的。因此，地表振动所显示的周期性是较短波长的波的多重反射特性的一个很好的表征。根据这个事实，波形小幅度升、降的视周期，不言而喻为 $4H/V_1$左右。

由于图 5-11 中出现的小的升、降称之为微波，因此接近于地基固有周期的常值被选定为这种微波的周期。我们假设波形交切零线的点之间的间隔代表波的周期。当短波长的振幅比长波长的振幅小时，如图 5-11 所示，它的周期的分析可能是很复杂的。

在实际地震时，地下振动与地表振动之间的关系或者符合于图 5-11 或者符合于图 5-12。一个例子示于图 5-13。这两条地震图是在茨城县日立矿的地表和地下 300 米处同时记录的。图5-13

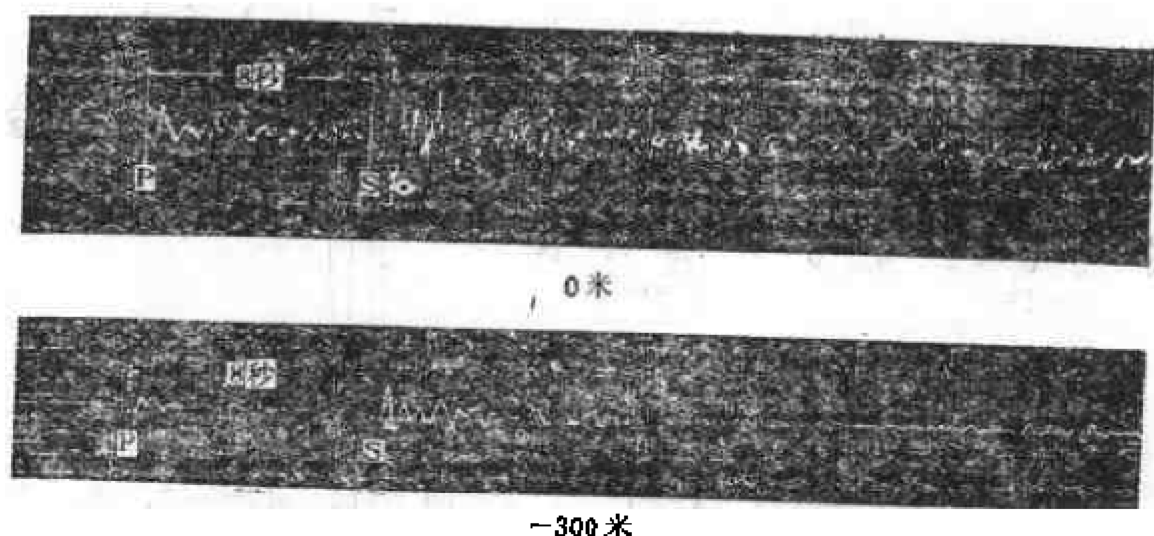


图 5-13　茨城县日立矿地下 300 米和地表的地震图

的地震记录清楚地表明，在地下 300 米处的波形比较简单，而地表的波形却很复杂，我们几乎不可能从地表的波形想象出 300 米深处的波形是什么样子。从图 5-13 所示的地表地震图上可以清楚地看到微波现象。在地震波最终到达观测点以前，它们在途中将遇到各种现象，例如在地壳内间断面上的折射和反射。从 300 米处波形相当简单这一事实我们可以推断，震源处产生的地震动的波形是很简单的。

B. 地震动的卓越周期

早在地震仪投入使用不久的 19 世纪末就已认识到，每种类型地基上的地震动都有其特有的周期。例如，有人认为，东京近郊区的地震动周期是 0.3—0.4 秒，而东京市区的周期一般为 0.6—1秒。

后来，随着短周期地震仪的研制和投入使用，在东京和横滨的十来处地点进行了同时观测。结果进一步证明，地震动相对短周期分量的特性，主要受地基的特性所控制[3]。例如，对于给定的地震图，绘出每个周期的波频率图，即按周期的波的分布，结果如图 5-14 所示。根据此图，每个地点的频率-周期曲线的形状对于所有类型的地震几乎都是相同的。进一步成为共同的认识

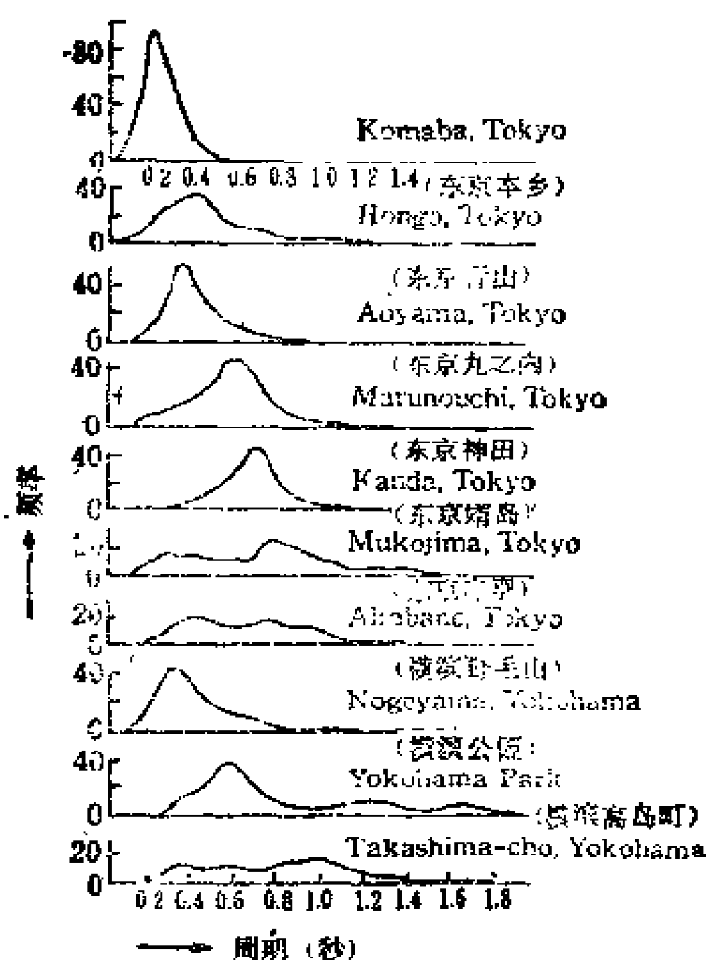


图 5-14 地震动的频率-周期曲线(根据M.Ishimoto)

是，对于每个地点来说，当频率达到最大值时都有一个一定的周期。这个最大频率的周期称为卓越周期，它是地基的特性之一。在东京，卓越周期几乎与冲积层的厚度成正比。这种观测的详细研究查明，卓越周期随震中距、震级以及其它因素而变化，还查明，随着震中距的增大，卓越周期趋于变长，而在小震级的地震时，它趋于变短。

从东京的本乡、青山（居民区）、丸之内和神田（市区）以及茨城县日立城本山（基岩）和助川（冲积层）所得的地震图分析的地震震级M和地震动的卓越周期 T_0之间的关系示于图5-15。从此图我们可以大致得出如下结论：

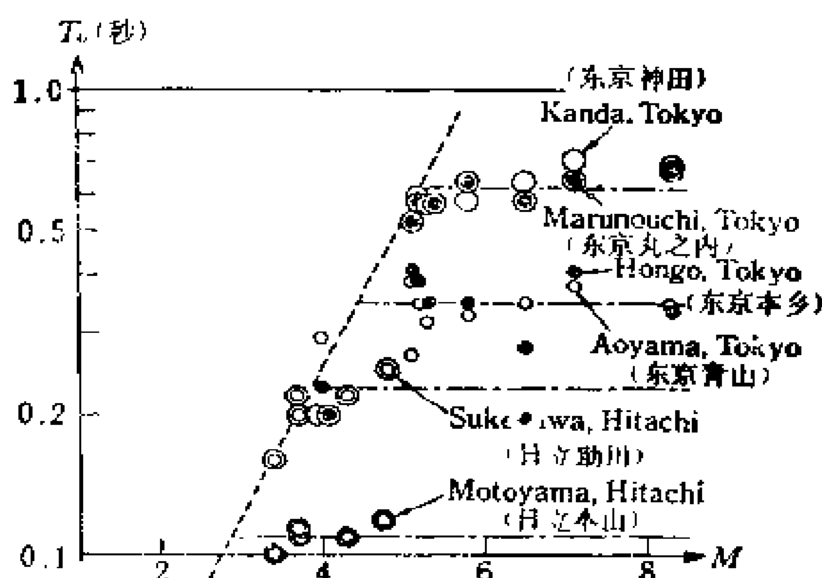


图 5-15　震级M与卓越周期T_0的关系

(a) 当震级低于某值时，地震越小，地震动的卓越周期越短。

(b) 当震级高于某值时，对于每一地点来说，地震动的卓越周期几乎为一常值 $4H/V_1$，式中，H表示表层的厚度，V_1是在表层中 S 波的速度。

(c) 在卓越周期较长的地点，地震动卓越周期为常数的震级的下限是较大的。

根据上述结论，我们可进一步断定，由于引起结构破坏的震级大约是大于或等于5级，因此，从工程观点看来，有重要意义的地震动卓越周期对于每种地基（或底土）来说是常值，其值相当于地基的固有周期。图5-15中的虚线表示由到达基岩的地震波谱[见方程(5.69)]得到的下列方程：

$$T_m(\equiv T_G)=10^{0.39M-1.70}. \qquad (5.64)$$

上述的初步结论可以用图5-16的谱模型来解释。让我们首先假设，基岩处的地震动谱表示地震（I）和（II）[图5-16（a）]，这两次地震出现的振幅峰值的周期分别为 T_{m1} 和 T_{m2}。当震级较小并且 T_{m1} 小于地基的卓越周期 T_G 时，基岩的谱和地表的谱

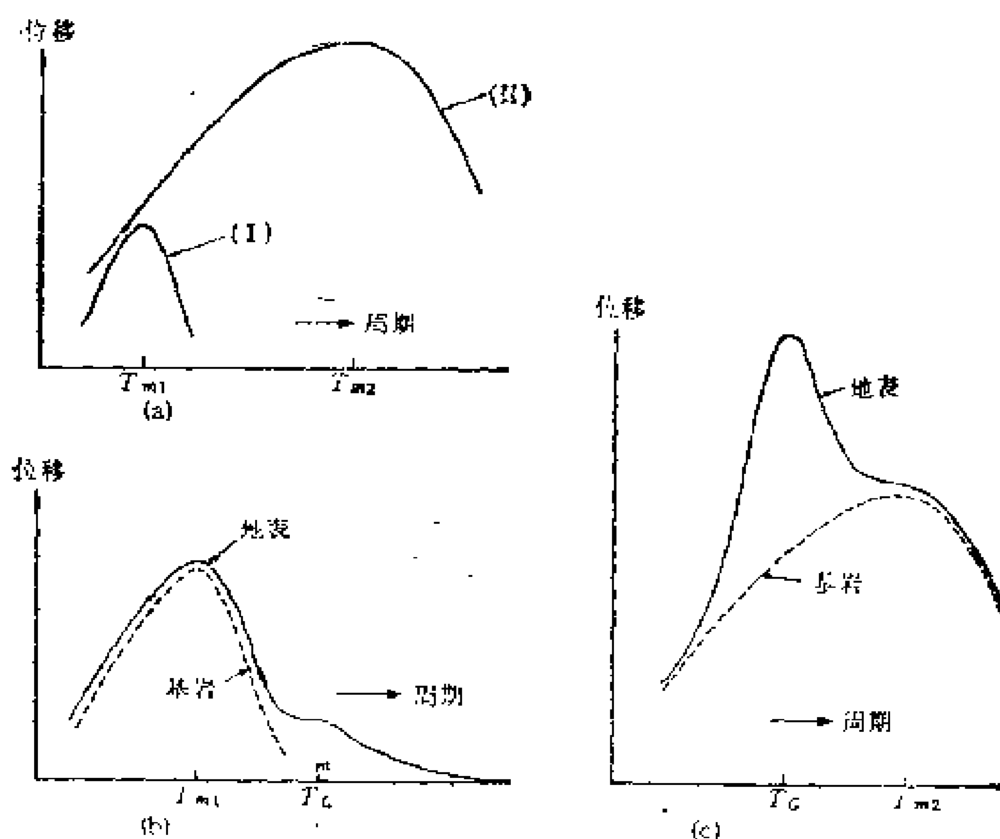


图5-16 （a）基岩地震动的谱模型；（b）地表地震动（实线）和基岩地震动[(a)中的(1)]的谱模型；（c）地表地震动（实线）和基岩地震动[(a)中的(2)]的谱模型

之间的关系，在图 5-16(b) 中是用虚线和实线表示的，而地表的卓越振动周期与T_{m1}一致。然而，当震级较高，T_{m2}大于T_G时，基岩的谱与地表的谱之间的关系是用图 5-16 (c) 中的虚线和实线表示的，而地表的卓越振动周期与 T_G 一致。这些关系只有当地基弹性的变化相当小，而且地基是单层时才是正确的。当地基是双层或多层时，卓越周期不再是唯一的，而是越来越复杂。

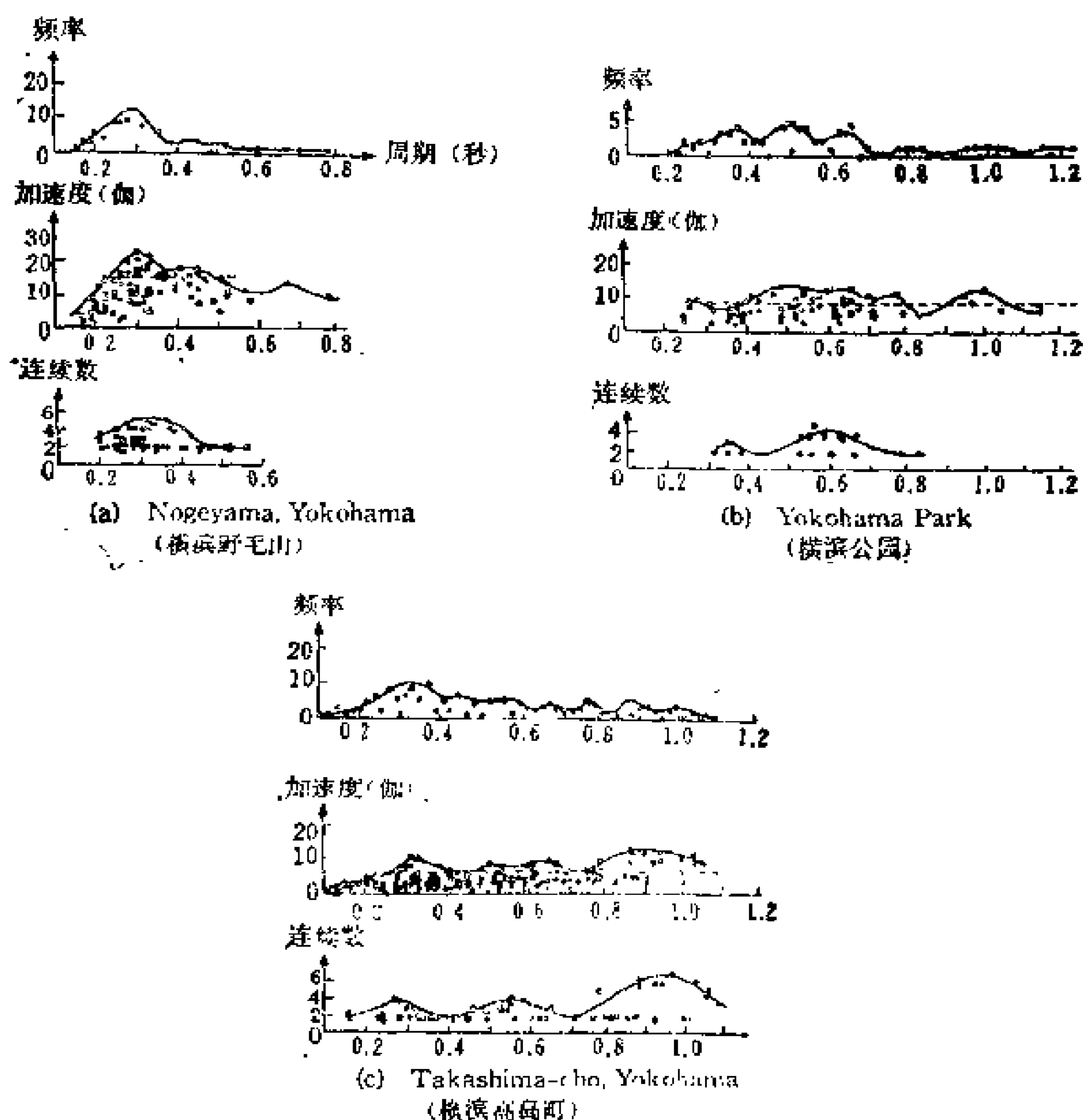


图 5-17 地震动的频率、加速度和相同周期的连续振荡数（横滨市）

图 5-17 表示地震动的周期和频率，周期和加速度以及周期和连续振荡数（保持相同周期的振动的次数）之间的关系。此图表示，对同一地点来说这三种关系非常相似。当固有周期与地震动的卓越周期相同时，对于结构是最危险的。然而，除非该周期的波连续几次，否则即或周期重合，结构振动将不再增大。在普通结构中，如果具有相同周期的外力作用几次，振幅就将达到无限连续振荡的数值。图 5-17 表明，在每个卓越周期中，连续振荡的总数是 4 至 8 个半波，而当结构的固有周期与地震动的卓越周期相同时，就可能发生共振。此外，在卓越周期较短的地区（即硬地基，图 5-17 顶部），最大的振荡数和地震动的最大加速度都很大，但是周期范围有限。另一方面，在卓越周期较长的地方（即软地基，图 5-17 的底部），振荡总数虽然不多，但周期的范围却很宽。这些观测结果在第七章中将用来解释为什么震害会因地而异。根据对某些类型结构的统计，关东大地震时的东京，如果把微破损也包括在内，则在硬地基的近郊区有很多破坏，而在软地基的市区有更多的严重破坏。

在冲积层厚的地区，往往有二个或多个地震动卓越周期。有人将此归因于开始就有较长周期的弹性运动的第一和第二周期。然而，把这些周期归因于具有显著不同弹性常数的二个或多个地层更为恰当。这是因为，由持续时间不长的地震动产生强有力的高阶振动在理论上是不可能的。

C. 地震动的最大振幅

在长周期地震仪投入地震观测不久就注意到一个事实，即实际地震动的振幅随局部地基的性质而异。此后通常认为地基越软，地震动越大。然而，约 30 年以后当短周期地震仪开始投入观测时发现，地基的性质与地震动振幅之间的关系并不象以前所想象的那样简单。

地震动的特性可能随震中距、震源机制以及其它各种因素而变。因此，为了研究地基不同部份中地震动特性的差别，用以分

析的地震尽可能发生在类似条件下是合乎需要的。曾经尝试用发生在相同地点的地震进行这种研究。为了比较横滨市软地基（横滨公园和高岛町与硬地基（野毛山）上的最大加速度，对于发生在横滨与筑波山的连线及通过横滨与此直线成30°角的偏西直线之间距横滨市60和90公里的弧所包围地区的地震进行了试验。结果示于图5-18。此图清楚地表明，硬地基上的最大加速度比软地基上的大。

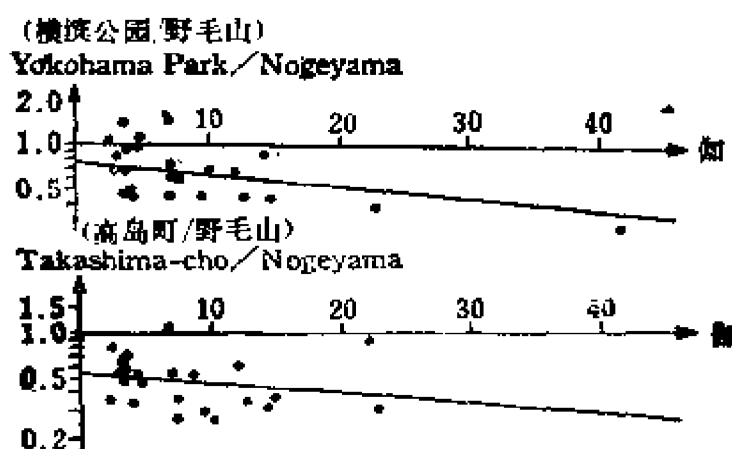


图 5-18 地震动的最大加速度比（软地基/硬地基）

这些发现可归因于：就所讨论的地震动而言，每种类型的地基都有其特有的卓越振动周期。例如，软地基地震动的卓越振动有较大的位移幅值，但由于它的卓越周期较长，所以它的加速度幅值较小。另一方面，硬地基的情况正好相反：地震动的卓越振动有相对较小的位移幅值，但由于卓越周期较短而具有较大的加速度幅值。

图5-19和图5-20表示东京和横滨各类地基中，中等地震的比较观测结果以及南海地震（1946）和福井地震（1948）的余震在各类地基中的比较观测结果。

这些图清楚表明，在具有较长卓越周期的地基中，地震动的最大位移比较大，而最大加速度较小。根据图5-19和5-20，可以建立最大位移 d_{max}、最大加速度 a_{max} 和卓越周期 T_G 之间的经

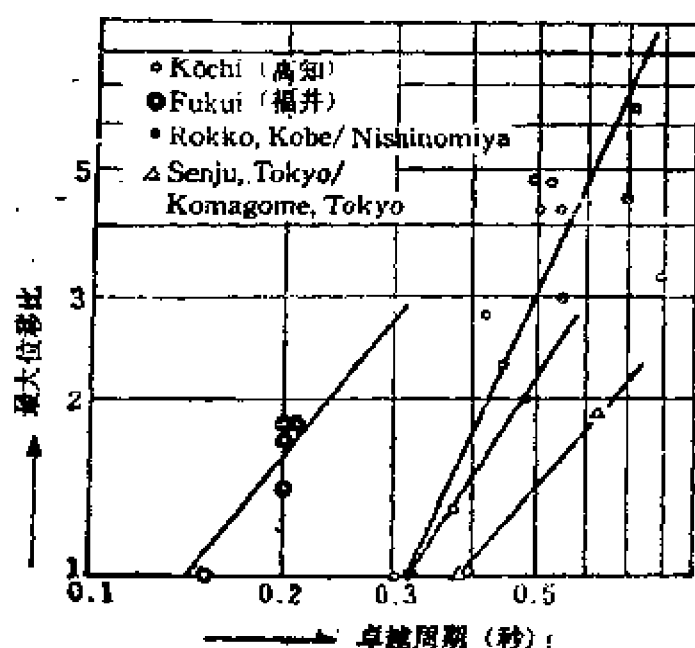


图 5-19 地震动的最大位移比与地基的卓越周期的关系

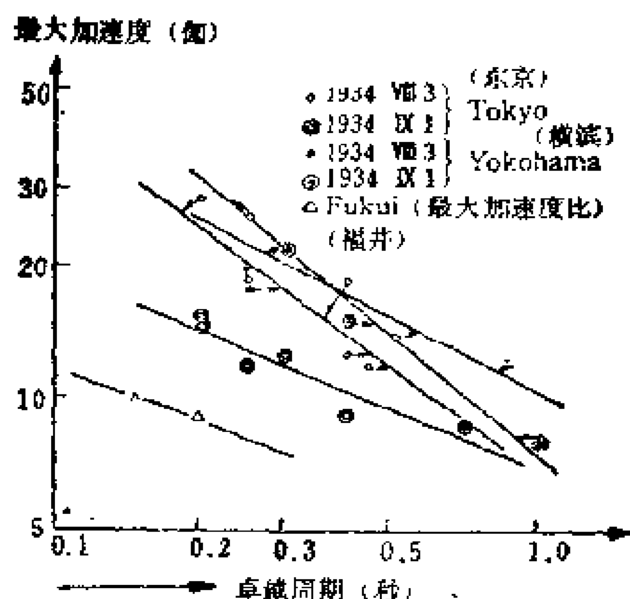


图 5-20 地震动的最大加速度与地基的卓越周期的关系

验关系式：$d_{max} \propto T_G^{1.7\pm0.2}$ 和 $a_{max} \propto T_G^{-0.6\pm0.1}$；而根据这两个方程式，可得到下列近似式：

$$d_{max} \propto T_G^{1.5}, \qquad a_{max} \propto T_G^{-0.5}. \tag{5.65}$$

图 5-21 示出高知城几个场地在南海地震（1946）余震的比较观测

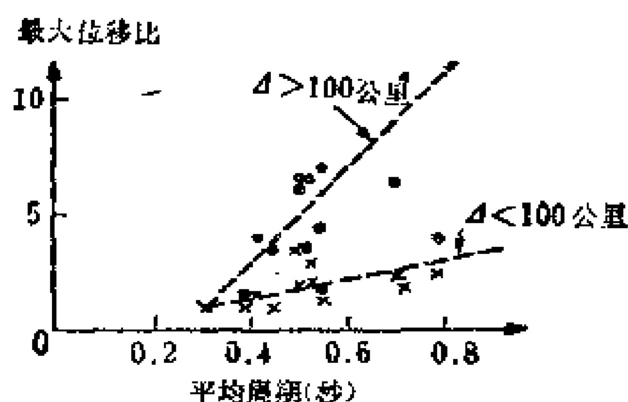


图 5-21　软地基/硬地基的地震动的最大位移比（根据 T. Minakami)

中所得到的平均周期和最大位移比之间的关系。从此图可以看出，冲积层最大位移比与岩石地基最大位移比在震中距大于 100 公里和小于 100 公里的地震之间有明显差别。换句话说，对于震中距等于或大于 100 公里的某些地震来说，冲积层中的最大位移比几乎是岩石地基中最大位移比的 10 倍。考虑到这一点，我们可以推测：由于地基介质的粘滞性和其它性质，短周期波在传播时的衰减要大得多；因此，在震源产生的各种波中，经很大的距离到达基岩，其中与冲积层同步的较长周期的波的能量应当是很大的，这样，相对于岩石地基的位移比也是比较大的。无论在什么情况下，冲积层越厚，最大位移比越大的趋势都是成立的[4]。

D. 地下和地表的地震动

图 5-22 示出在茨城县日立矿地表和地下 300 米处同时观测得到的地表与地下 300 米处的最大位移比与 300 米深处接近最大振幅的波的周期间的关系。可以认为，300 米深处接近最大振幅的波的性质接近于射到地表层的入射波的性质；因此我们可以认为，图 5-22 的纵坐标代表了地表的地面运动与入射波的振幅之比。由于日立矿地表层与基岩的 S 波的阻抗比估计约为 1/3，而表层的固有周期约为 0.12 秒，所以图 5-22 中的曲线看来类似于射到地表层的无限简谐型入射波的地面运动分布谱。在图 5-22

中只有一个点在曲线的顶部，而大多数点都成串地位于其底部。这表明，能诱发表层以 0.12 秒周期连续两次或两次以上共振的地震是很少发生的。

在日立城海岸附近，300 米深处的地震动与冲积土的地震动之间关系的类似研究结果示于图 5-23 中。因为曲线顶部有很多点，所以在这种情况下产生共振的可能性似乎较大。对这两种类型地基的地震动资料所做的比较表明，在这两个地区，相对于入射波振幅的最大地基放大倍数分别为 6 倍和 8 倍。除了这种似乎不很大的差别外，整个资料表明日立的助川与日立矿相比，遭遇可能产生最大放大作用的地震的机会要大得多。

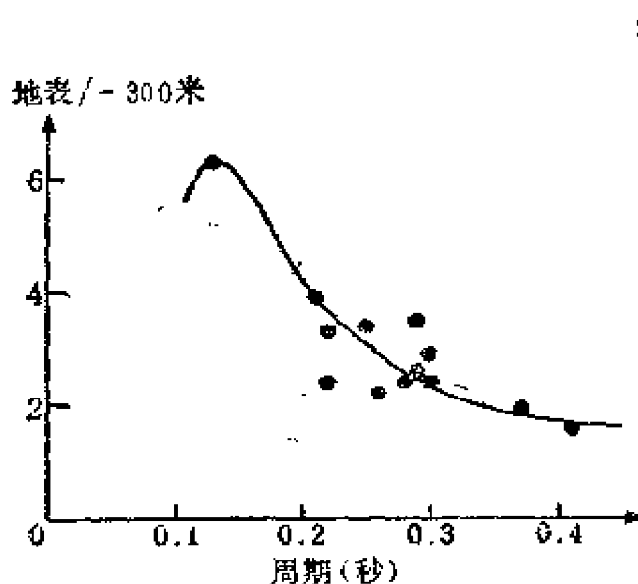


图 5-22 地震动的最大振幅比(日立矿)

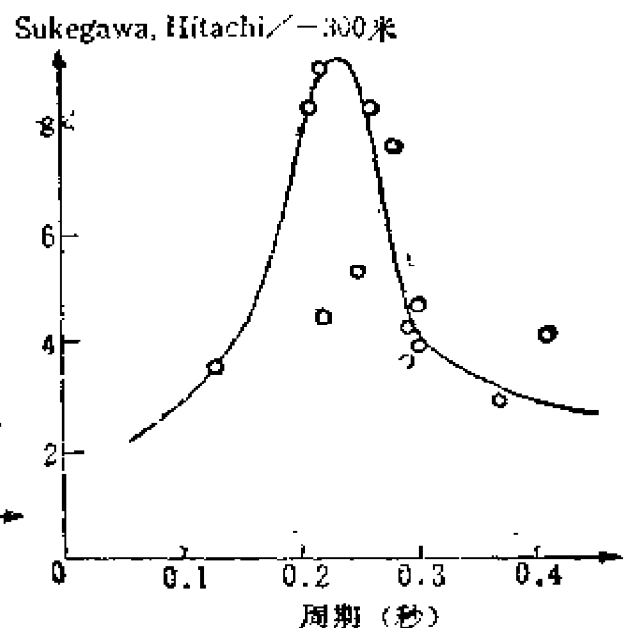


图 5-23 地震动的最大振幅比(日立市助川)

根据上述地震图所得到的地表最大地震动的地基放大作用的频度，示于图 5-24 和图 5-25。从图 5-24 可见，就日立矿的最大地震动而论，放大倍数为 2 的地震很频繁，而放大倍数接近 6 (最大放大倍数)的地震很少。

另一方面，在日立城的助川，具有放大倍数等于 9 (最大放大倍数)的地震是很多的，比日立矿的地震数目大几倍(见图 5-

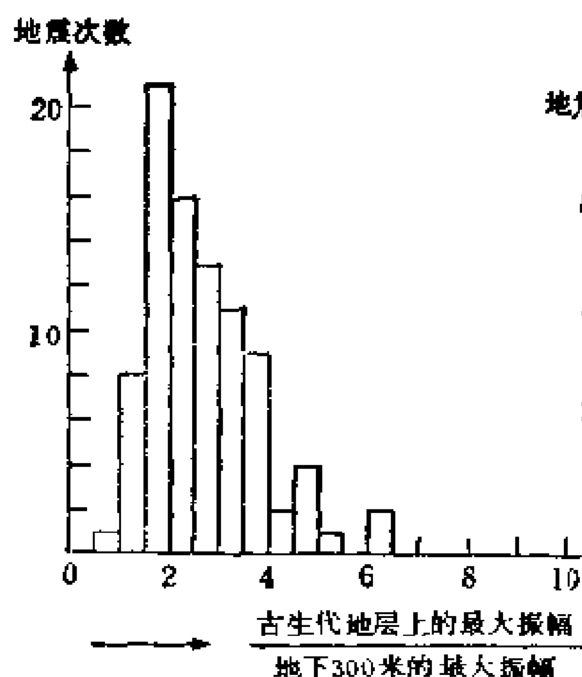


图 5-24　地震动的地基放大频度(硬地基)

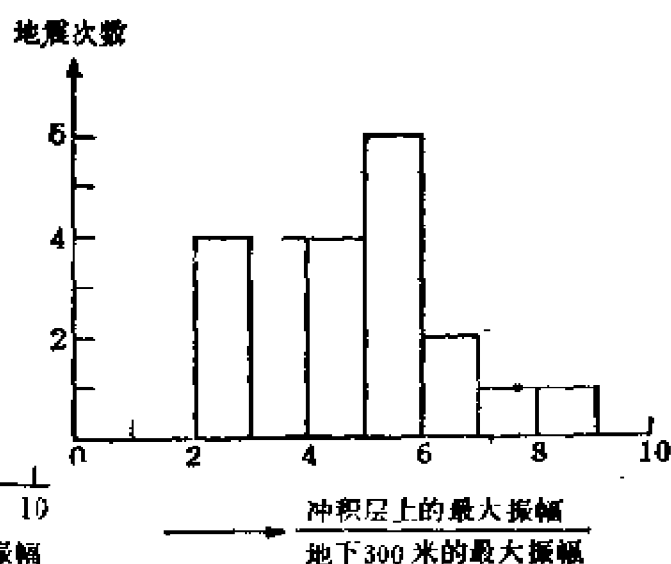


图 5-25　地震动的地基放大频度(软地基)

25)。从这些结果显见，地震动特别是最大地震动的特性，除受初始地震波特性的影响以外，主要受地基振动特性控制。这两种影响的比例随局部地基的性质而变。这当中的问题在于：为工程目的选择地震动波形的模式时，就统计学上考虑,应取多大范围。对于工程目的，当只从少量地震图分析中得出结论时，无论如何要非常谨慎。

图 5-26 示出从日立矿几次地震时在 300 米深处和地表同时观测的地震图中所得到的富里叶谱比的平均值。图中的虚线表示粘弹地基中地震波发生多重反射时，在理论解式(5.59)中代入本地常数得到的计算值。图 5-27 示出东海核电站场址在地表及振动阻抗发生急剧变化的地下 21 米处(见图 5-28)所做的与图 5-26 相同的分析结果。

图 5-26 和图 5-27 都表明,观测值与计算值非常接近。因此，这些图证明，卓越周期和地表地震动的放大作用，主要是由地基中地震波的多重反射造成的。当然我们必须记住，如前面已讨论

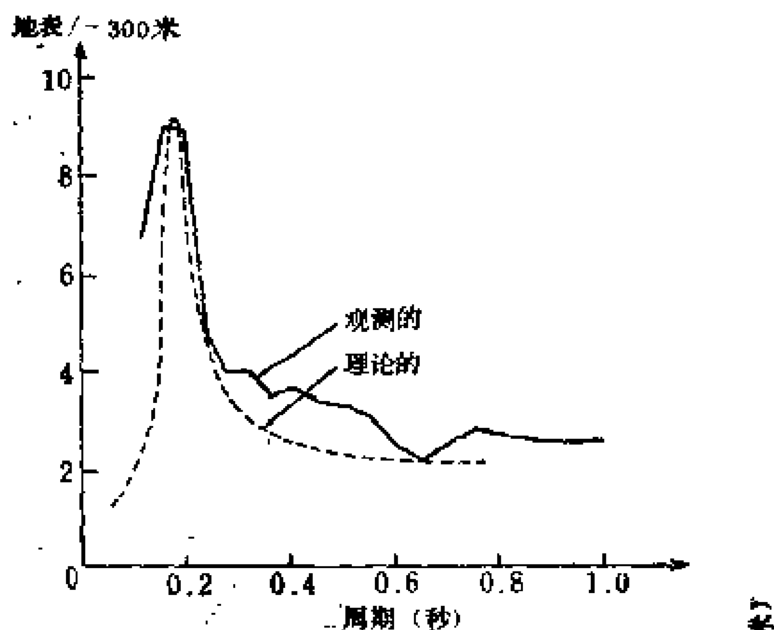


图 5-26 地震动的谱比(日立矿)

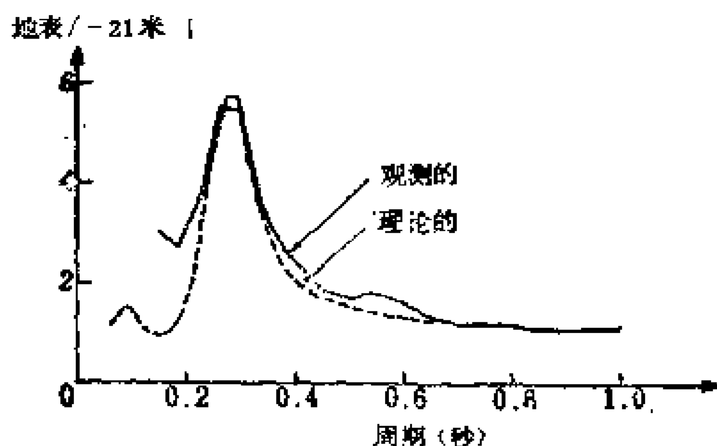


图 5-27 地震动的谱比(东海核电站)

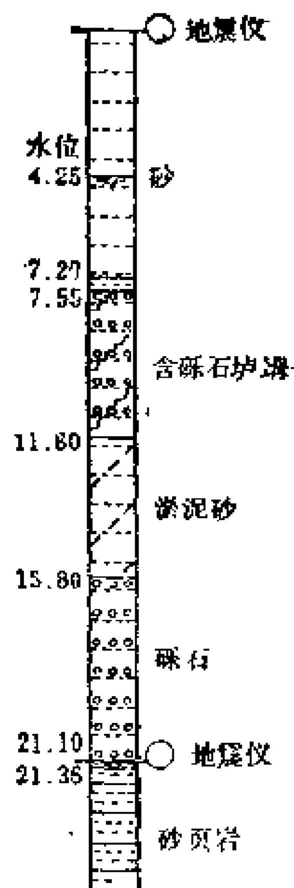


图 5-28 东海核电站的钻孔剖面

的，最大地震动的绝对值在一定程度上也受控于来自基岩的入射波的性质。

近来，为结构分析和对大型重要结构进行抗震设计计算，了解地下，特别是基岩地震动特性的需要日益增长。随着地下地震仪的发展，广泛开展了对地表和地下地震动的同时观测[15]。

下面让我们利用在地表和地下同时得到的地震图，从另一观点来研究地基中地震波的多重反射现象。把地基看作简单的单层结构，地表地震动波形 $u_{1z=H}$ 和地基与基岩界面上的地震动波形 $u_{1z=0}$ 之间的如下关系（通常是地表与第 1 层给定点之间的关系）在理论上吻合得很好：

$$u_{1z=H}\left(t+\frac{H}{V_1}\right)+u_{1z=H}\left(t-\frac{H}{V_1}\right)=2\,u_{1z=0}(t). \qquad (5.44)$$

换句话说，把地表波形迭加到具有变位 H/V_1 的同一波形上就得到了表层底面的理论波形。计算式(5.44)需要的是 H/V_1 值，而它可以精确地确定为卓越周期的 1/4。因此，如果表层底面的计算波形（根据地表实际地震图计算）与在那里取得的实际地震图不一致，就认为假设的常数值有误差是没有根据的。还不如说，进行这种计算的基础——多重反射概念本身在这种情况下是值得怀疑的。

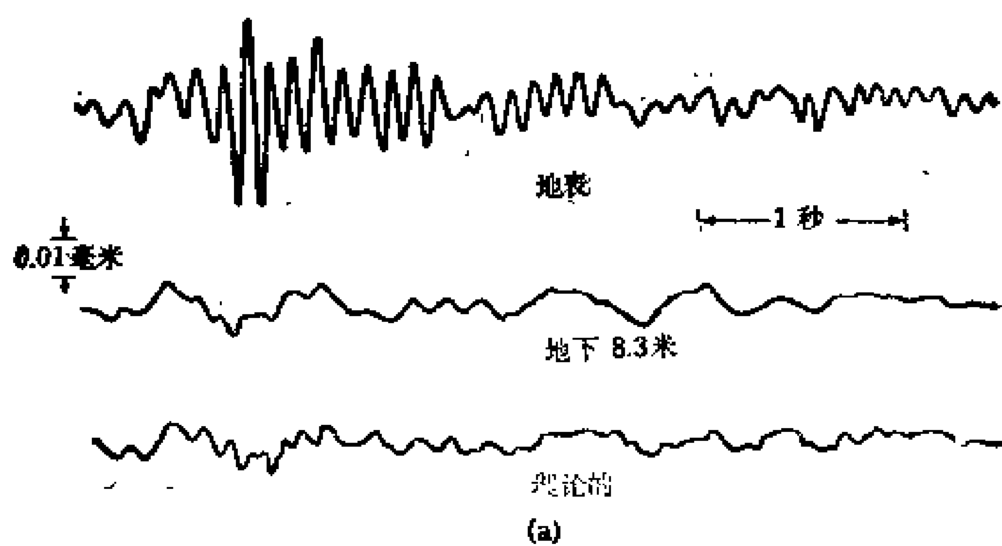
另一方面，如果两者一致，将证明至少那部分谱的波在地基中的地震动是建立在多重反射现象之上的。图 5-29 示出实际记录波形与计算波形相比较的几个例子。表明它们之间是非常一致的。因此可以认为，地基的地震动特性，至少从工程观点看来可归之于在地基中向上垂直传播的地震波的多重反射。图 5-30 示出地表和地下进行同时观测的场地钻孔剖面及地震仪的位置。

E. 地震动的谱

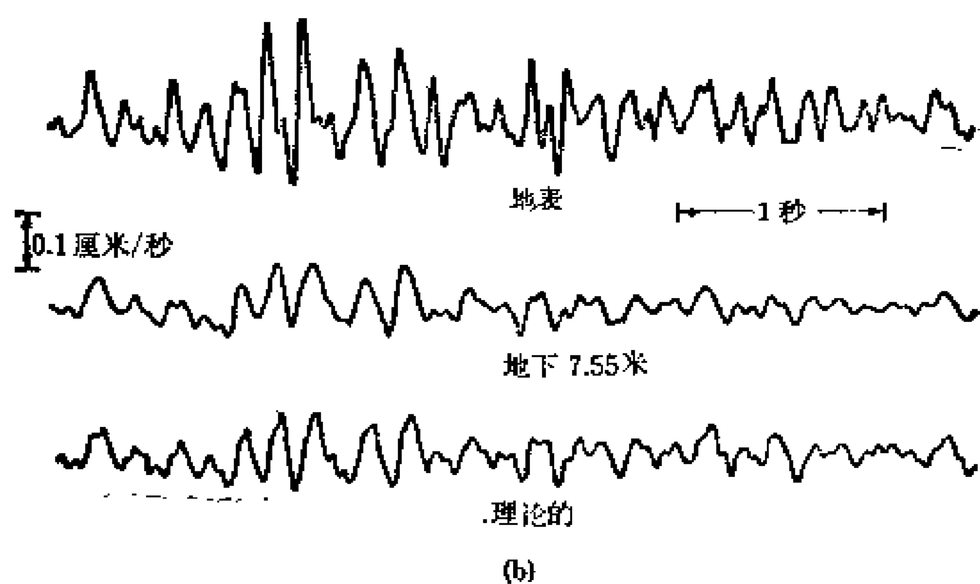
a. 基岩中的地震动谱

研究日立矿地下 300 米深处记录到的 100 多条地震图发现，地震动的位移谱在某一周期出现一个峰。图 5-31 示出归化到 100 公里震中距的几个谱的例子。在此图中，谱的最大幅值越大，相应的周期越长。震中距归化到 100 公里的谱振幅的最大值 d_{ms}（微米）及其周期 T_m（秒）之间的关系示于图 5-32。用最小二乘法得到的经验关系式为：

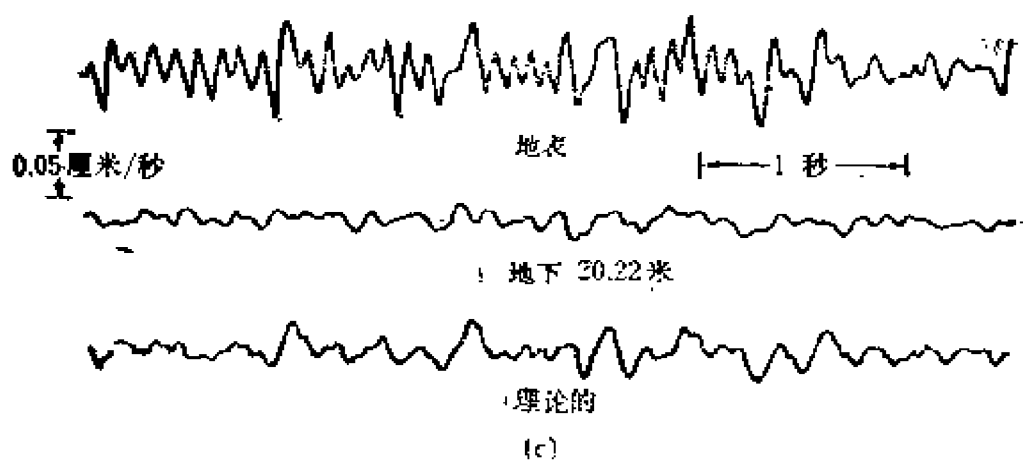
$$d_{ms}=53\times T_m^{2.56}. \qquad (5.60)$$



(a)



(b)



(c)

图 5-29 在核电站场地同时观测的地震图与计算波形
(a) 敦贺; (b) 大洗; (c) 福岛

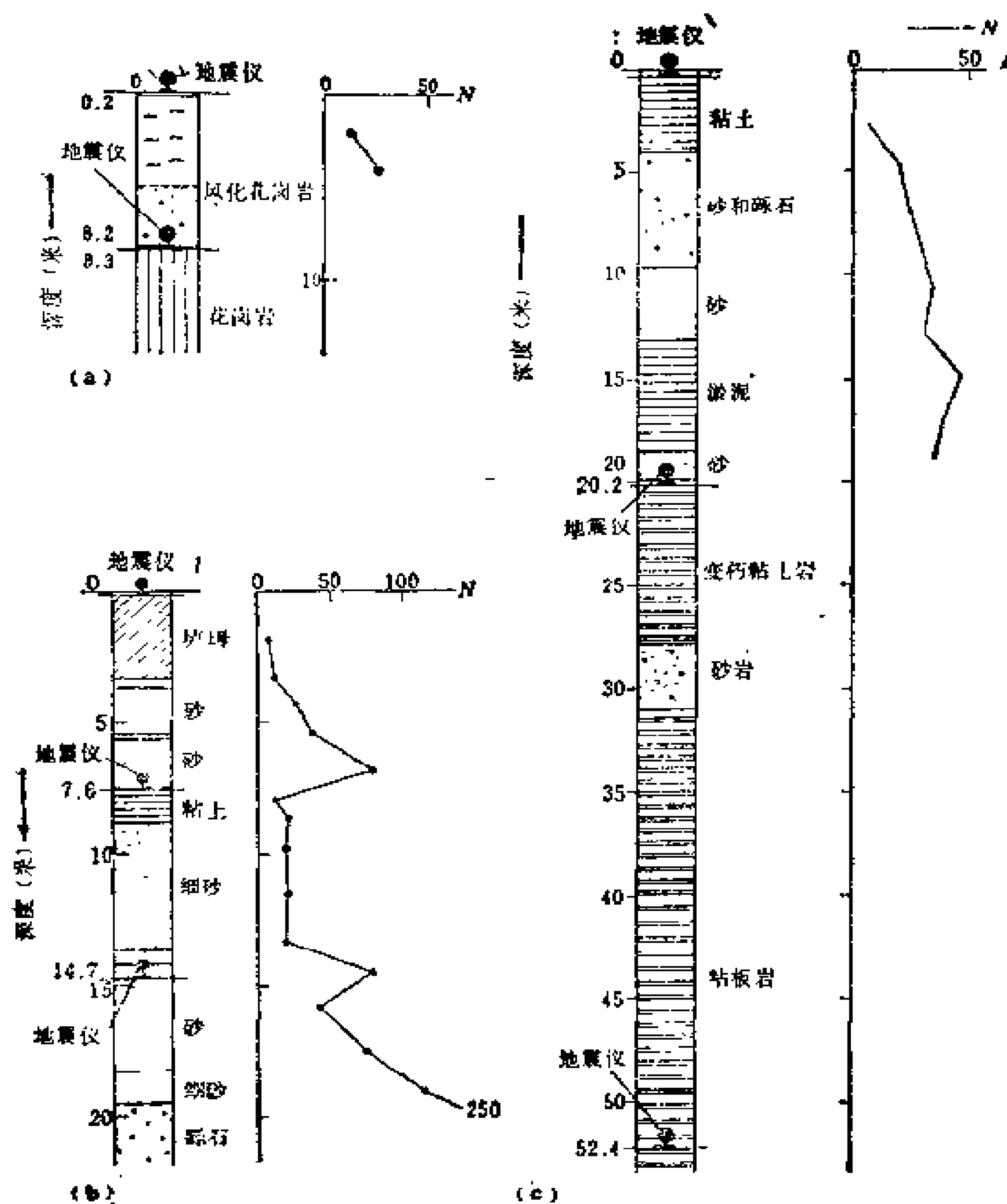


图 5-30 核电站场地的钻孔剖面
(a) 敦贺；(b) 大洗；(c) 福岛

从上述地震图得到的速度谱示于图 5-33(a)，它的平均值示于图 5-33(b)。图 5-33(a)中的实心圆与位移谱的最大周期 T_m 相对应，而每个地震在 T_m 的速度幅值取为常数。图 5-33 表明，在 0.05—

0.2 秒到 T_m 的周期间，速度幅值几乎是常数：

$$\frac{d_0}{T}(\equiv 速度)=常数[(0.05-0.2 秒)<T<T_m] \quad (5.67)$$

这似乎表明，能量匀布定律适用于地下深部的地震动。

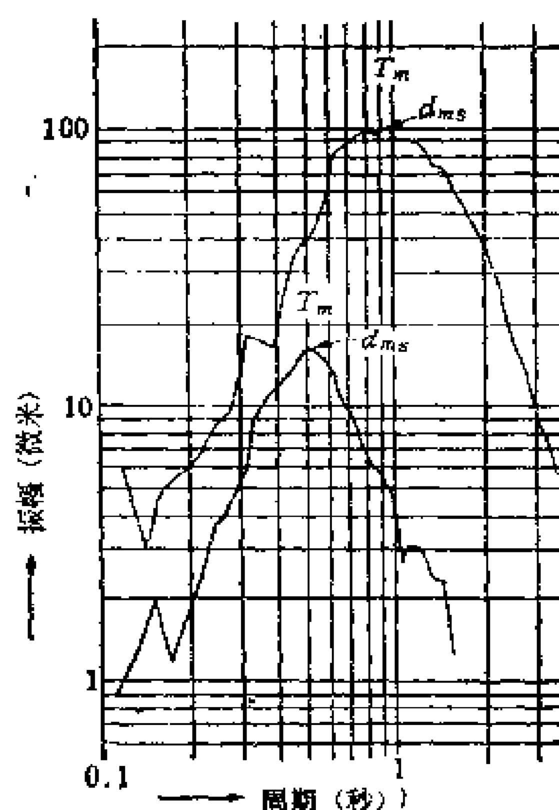


图 5-31 地下深部的地震动位移谱

下面，我们把震级 M、震中距 Δ(公里) 和最大振幅 d_m (微米)之间的关系式[6]。

$$\log_{10} d_m = M - 1.73 \log_{10}\Delta + 0.83 \quad (5.68)$$

与式(5.66)—(5.68) 组合起来，来研究震级 M、震源距 x 和位移谱 d_m 之间的关系。假设地表和地下的振幅差别不大（由于具有最大振幅的波的周期较长），对于 $\Delta(\equiv x)=100$ 公里，从式(5.66)和(5.68) 可以得到下列关系：

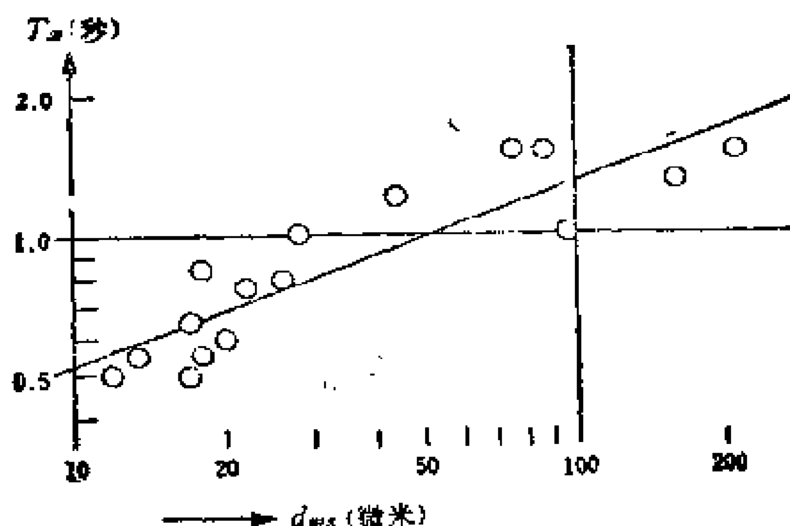


图 5-32 地下深部地震动的最大振幅及其周期

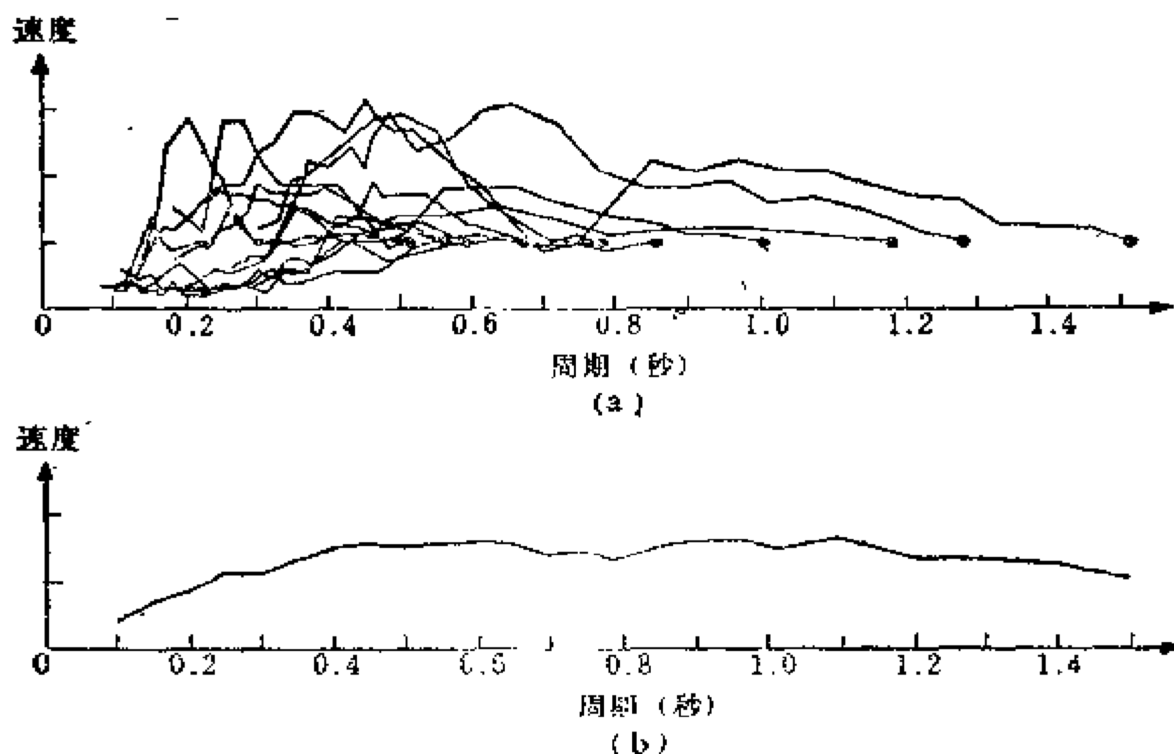


图 5-33 (a) 地下深部地震动的速度谱，
(b) 地下深部地震动的平均速度谱

$$\log_{10}T_m = 0.39\,M - 1.70. \tag{5.69}$$

式 (5.69) 的数值计算由图 5-34 中的实线表示。此图中的各点是用另一种方法[7]从中、强地震得到的，但是它们与从中、小地震所得到的经验方程 (5.69) 符合得很好。从式 (5.68) 和

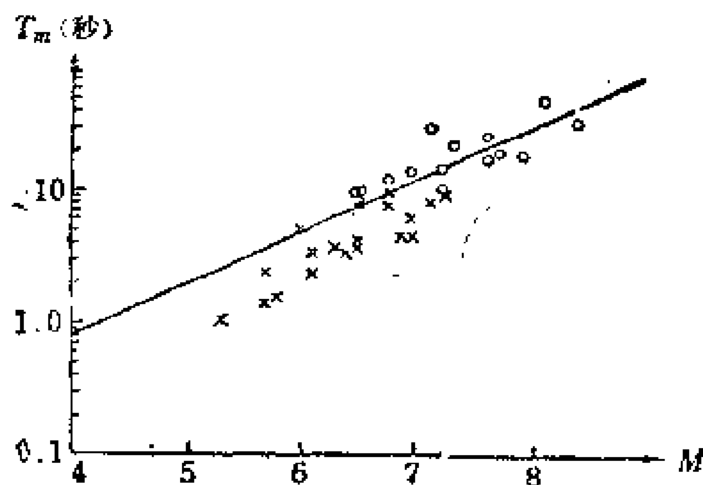


图 5-34 地震动最大振幅的周期与震级

(5.69) 可得：

$$\log_{10}\frac{d_m}{T_m}=0.61\,M-1.73\log_{10}\Delta+2.53, \tag{5.70}$$

根据式 (5.67)，它可重新写成：

$$\frac{d_m}{T_m}=\frac{d_0}{T}. \tag{5.71}$$

因此，从式 (5.70) 和 (5.71) 可得：

$$d_0=T\times 10^{0.61M-1.73\log_{10}x-1.47}. \tag{5.72}$$

这里，考虑到震中距相当大，用震源距 x (公里) 代替 Δ，而 d_0 换成厘米为单位。根据式 (5.72)，对于震源距超过 10 公里的基岩，地震动的速度谱 v_0 (厘米/秒) 和加速度谱 a_0 (伽) 为：

$$v_0=10^{0.61M-1.73\log_{10}x-0.67}, \tag{5.73}$$

$$a_0=\frac{1}{T}\times 10^{0.61M-1.73\log_{10}x+0.13}. \tag{5.74}$$

根据式 (5.83)，适用于震中附近到震中距为 100—200 公里的基岩的地震动谱，可以用下列三式代替式 (5.72)、(5.73) 和 (5.74)：

$$d_0=T\times 10^{0.61M-\left(1.66+\frac{3.60}{x}\right)\log_{10}x-\left(1.430+\frac{1.83}{x}\right)}, \tag{5.75}$$

$$v_0=10^{0.61M-\left(1.66+\frac{3.60}{x}\right)\log_{10}x-\left(0.631+\frac{1.83}{x}\right)}, \tag{5.76}$$

$$a_0=\frac{1}{T}\times 10^{0.61M-\left(1.66+\frac{3.60}{x}\right)\log_{10}x+\left(0.617-\frac{1.83}{x}\right)}. \tag{5.77}$$

然而，由于 T 的范围为 (0.05—0.2) 秒 $<T<T_m$，而据式(5.69)，$\log_{10}T_m=0.39\,M-1.70$，当 $M>6$ 时 T_m 大于 5 秒，这个范围的 T_m 从一般工程观点看来不会有什么问题。

b. 地基的振动特性

地表地震动的最大位移振幅 d_{max} 与卓越周期的关系可用式 (5.65) 表示：

$$d_{max}\propto T_G^{1.5}. \tag{5.65}$$

然而，由于式 (5.67) 表明基岩地震动的位移振幅正比于它的周

期，所以地基放大倍数的最大值 $G(T)$ 正比于 $T_G^{0.5}$。上式，即地基最大放大倍数正比于 $T_G^{0.5}$ 的正确性为共振振幅与周期的关系所证实，后者是从粘弹性地层的波的多重反射问题的理论解得到的。此外，为了得到既满足观测结果又满足理论结果的地基振动特性 $G(T)$，对共振周期附近，可用以下简单方程[8]：

$$G(T)=\frac{1}{\sqrt{\left\{1-\left(\frac{T}{T_G}\right)^2\right\}^2+\left\{\frac{0.2}{\sqrt{T_G}}\left(\frac{T}{T_G}\right)\right\}^2}}. \tag{5.78}$$

对于较宽的周期范围（从短到长）可用式（5.79），虽然从实用观点看来它没有式（5.78）方便。

$$G(T)=1+\frac{1}{\sqrt{\left[\frac{1+\alpha}{1-\alpha}\left\{1-\left(\frac{T}{T_G}\right)^2\right\}\right]^2+\left\{\frac{1.5\,\alpha}{\sqrt{T_G}}\left(\frac{T}{T_G}\right)\right\}^2}} \tag{5.79}$$

式中，α 代表地基与基岩的振动阻抗比。

c．地表的地震动谱

地表的地震动谱是基岩地震动和地基振动特性的函数。把这种关系近似为一个乘积，并把 $T=T_G$ 代入式（5.74）和(5.78)，则地表最大加速度为：

$$a_{max}=\frac{5}{\sqrt{T_G}}\times 10^{0.61M-1.73\log_{10}x+0.13}. \tag{5.80}$$

加以广义化，则式（5.80）变为：

$$\log_{10}\left(\frac{a_{max}\sqrt{T_G}}{5}\right)=0.61\,M-P\log_{10}x+Q. \tag{5.81}$$

利用松代震群（1965—1967）时震中附近所取得的强震记录得到的 P 和 Q 值，式（5.80）可表示为：

$$a_{max}=\frac{5}{\sqrt{T_G}}\times 10^{0.61M-2.35\log_{10}x-0.186}. \tag{5.82}$$

为了使式（5.80）适用于震中，用式（5.82）作为校正，导得下列关系式：

$$a_{\max}=\frac{5}{\sqrt{T_a}}\times 10^{0.61M-\left(1.66+\frac{3.60}{x}\right)\log_{10}x+\left(0.167-\frac{1.83}{x}\right)}.$$

(5.83)

图 5-35 示出圣费尔南多地震（1971）强震地面运动观测值与根据式（5.83）计算的值的比较。观测值与计算值符合得很好。因

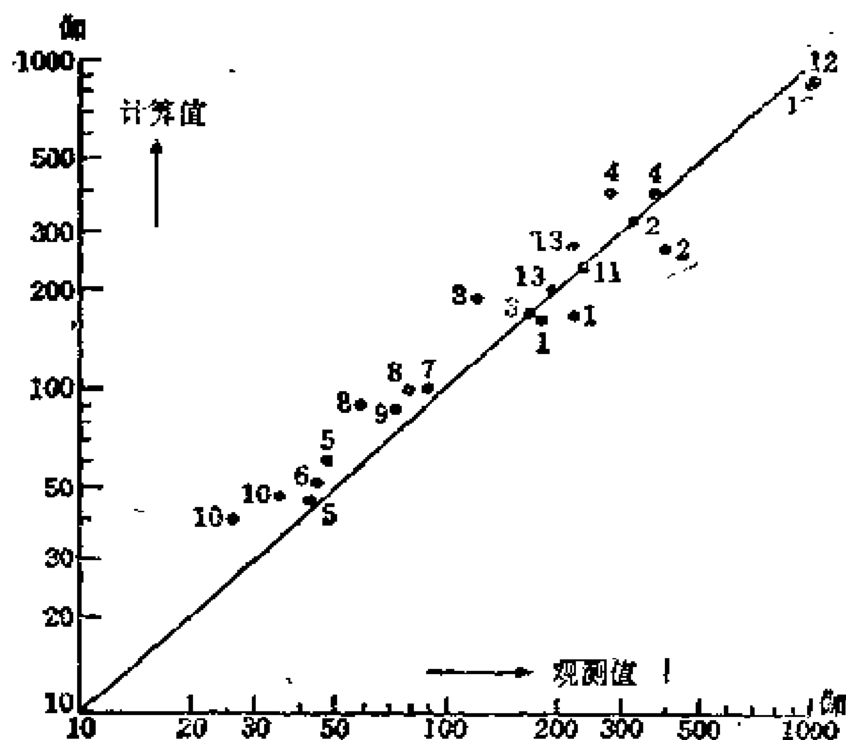


图 5-35 圣费尔南多地震（1971）中地震动的最大观测加速度与计算值的比较

此，把从式（5.83）导出的式（5.75）—（5.77）与式（5.78）或（5.79）联立起来，地表地震动的位移谱 d，速度谱 v 以及加速度谱 a 可用下列方程表示：

$$d=G(T)\times T\times 10^{0.61M-\left(1.66+\frac{3.60}{x}\right)\log_{10}x-\left(1.430+\frac{1.83}{x}\right)},$$

(5.84)

$$v = G(T) \times 10^{0.61M - \left(1.66 + \frac{3.60}{x}\right)\log_{10} x - \left(0.631 + \frac{1.83}{x}\right)}, \qquad (5.85)$$

$$a = G(T) \times \frac{1}{T} \times 10^{0.61M - \left(1.66 + \frac{3.60}{x}\right)\log_{10} x + \left(0.167 - \frac{1.83}{x}\right)}. \qquad (5.86)$$

式中，T 的适用范围是(0.05—0.2)秒$<T<T_m$。由于 $\log_{10} T_m = 0.39M - 1.70$[式 (5.69)]，并且当 $M>6$ 时 T_m 大于 5 秒，所以

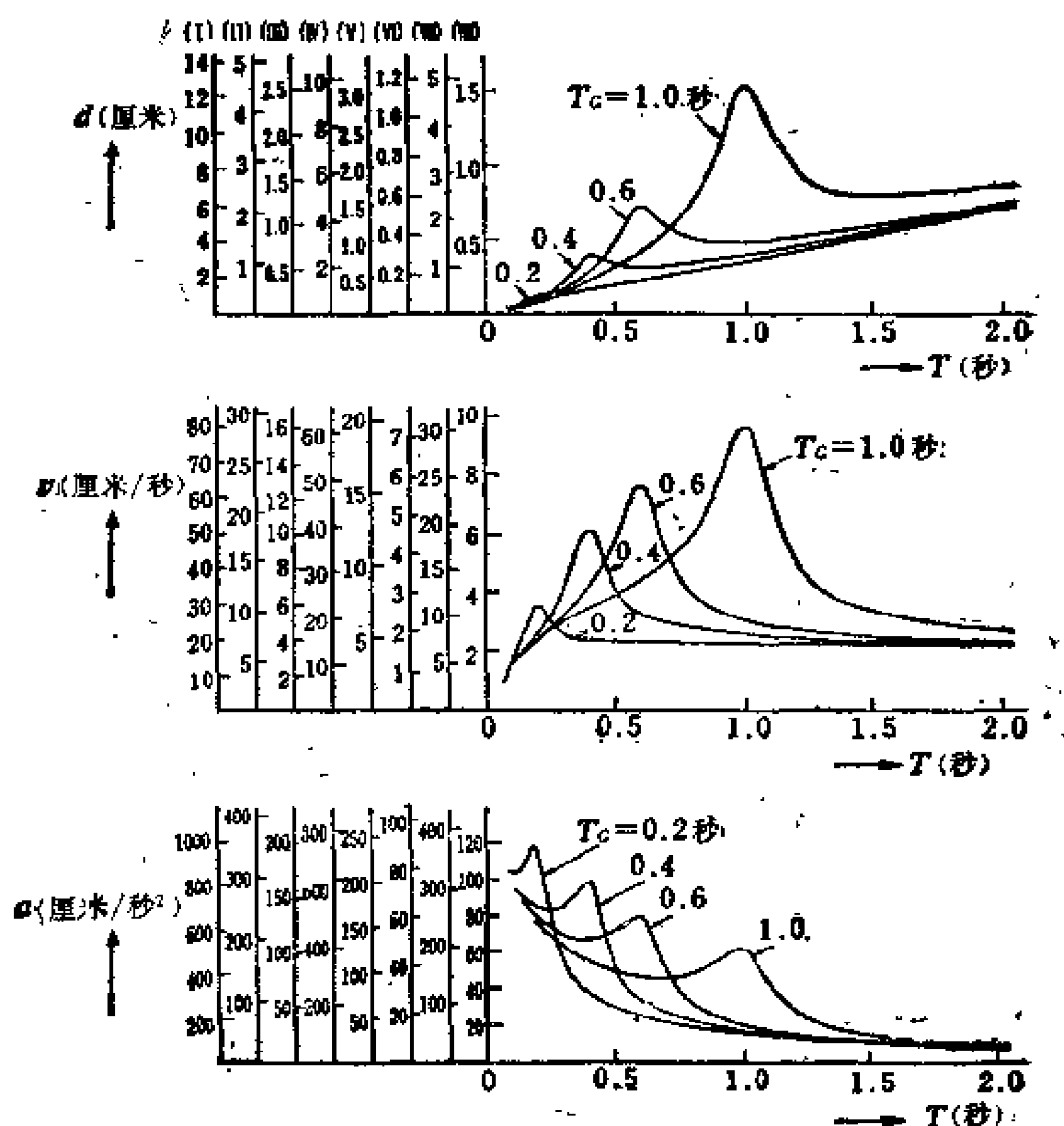


图 5-36 计算的地震动谱。上图位移，中图，速度，下图，加速度

(I)，$M=8$，$x=50$ 公里；(II)，$M=8$，$x=100$ 公里；(III)，$M=8$，$x=150$ 公里；(IV)，$M=7$，$x=20$ 公里；(V)，$M=7$，$x=50$ 公里；(VI)，$M=7$，$x=100$ 公里；(VII)，$M=6.5$，$x=20$ 公里；(VIII)，$M=6.5$，$x=50$ 公里

对于一般工程目的来说，T_m 的限制并没有什么问题。

图 5-36 示出把 $\alpha=1/5$ 代入式 (5.79) 和 (5.84)—(5.86) 的算例(在这种情况下，α 值并不影响总的结果)。由图可见，三种幅值大小按地基的排列次序是，例如对于 1 秒的波：(具有 1 秒卓越周期的地基)＞(具有 0.6 秒卓越周期的地基)＞(具出 0.4 秒卓越周期的地基)＞(具有 0.2 秒卓越周期的地基)；对于 0.6 秒波：(具有0 .6 秒卓越周期的地基)＞(具有 1.0 秒卓越周期的地基)＞(具有 0.4 秒卓越周期的地基)＞(具有 0.2 秒卓越周期的地基)；而对于 0.2 秒波，(具有 0.2 秒卓越周期的地基)＞(具有 0.4 秒卓越周期的地基)＞(具有 0.6 秒卓越周期的地基)＞(具有 1.0 秒卓越周期的地基)。这表明在各种类型地基中，地震动的振幅随地震动的周期而变。在具有较短卓越周期的地区，最大加速度幅值是较大的，而在具有较长卓越周期的地区，则有较大的最大速度幅值和最大位移幅值。

F. 脉动

地基总是以很小的振幅在振动着。在一般地区，脉动的振幅小于几个微米，而其周期范围则从几十秒到几秒。由于脉动是来源于诸如卡车、工业机械以及风所触发的物体的运动等各种类型波的组合，所以从中可以观测到所有类型的波，当然这取决于地震仪的类型和分析方法[9]。

这里所讨论的脉动的特性，主要是根据称之为脉动仪的地震仪所进行的观测，脉动仪具有图 5-37 所示的周期特性。各类地基中脉动的典型记录示于图 5-38，从这些记录得到的频率-周期曲线示于图 5-39。

连续 24 小时脉动观测的一个例子示于图 5-40。该图证明，脉动的平均周期随时间没有太大变化，但白天的脉动振幅要比夜间的大得多。从图 5-41 可见，这种定量关系因地而异，该图对几十个地点的白天和夜间的脉动周期和振幅进行了比较。从图 5-41(b)可以得到如下经验公式：

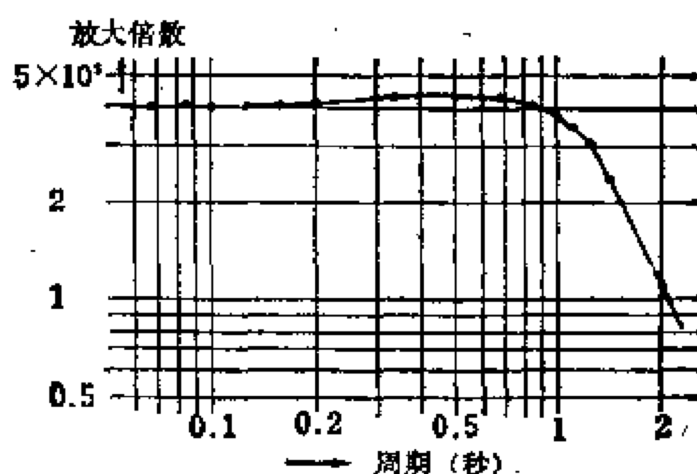


图 5-37　脉动仪的周期特性曲线

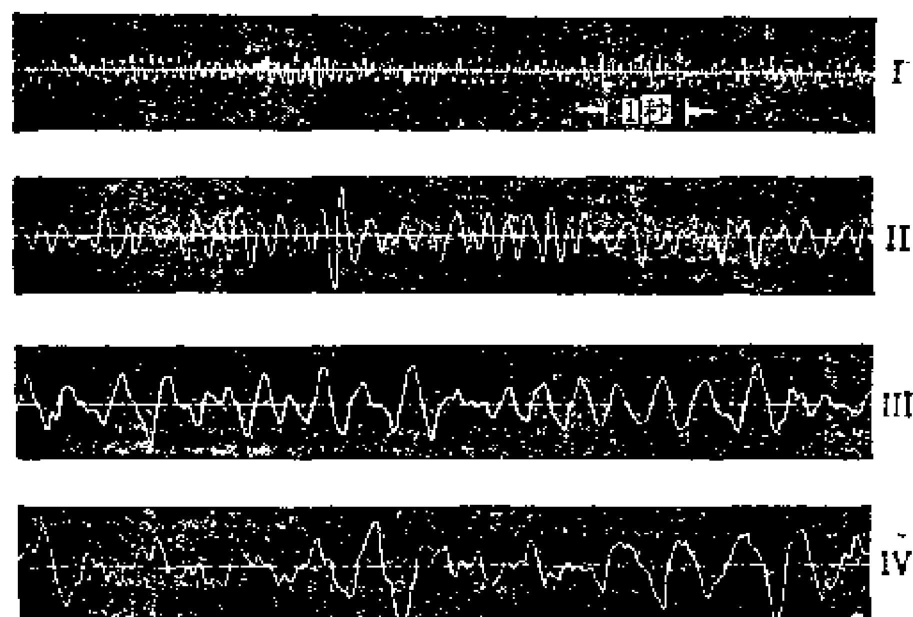


图 5-38　各类地基中脉动的典型记录

$$(\text{夜间的振幅})=0.3\times(\text{白天的振幅})^{1.5}.\qquad(5.87)$$

不论何地，白天的脉动振幅都比夜间的大，但出乎意料的是，它们的比值在闹市区比安静区要小。

对于同一地点的脉动与地震动的频率-周期曲线之间的比较

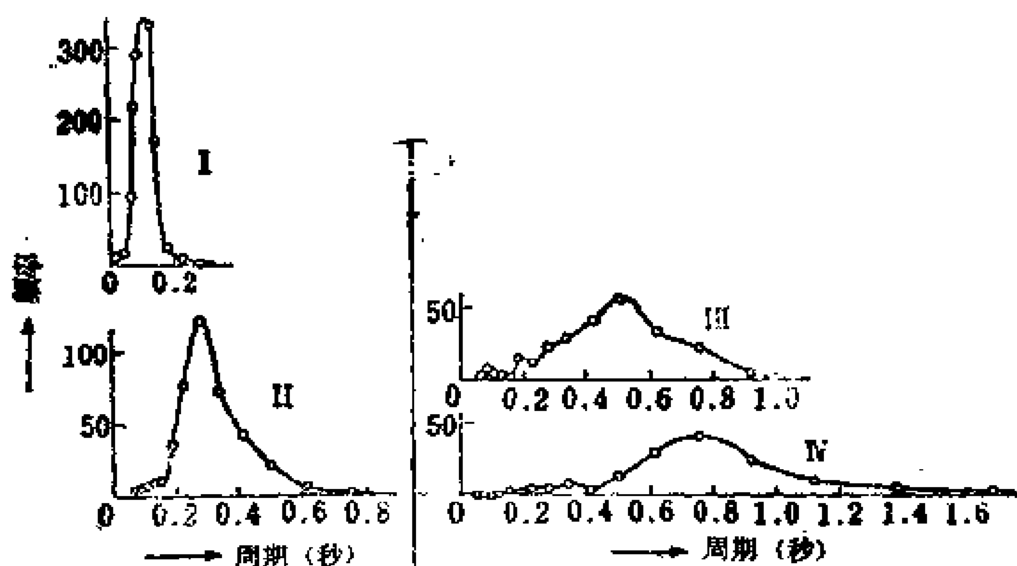


图 5-39 各类地基中脉动的频率-周期曲线

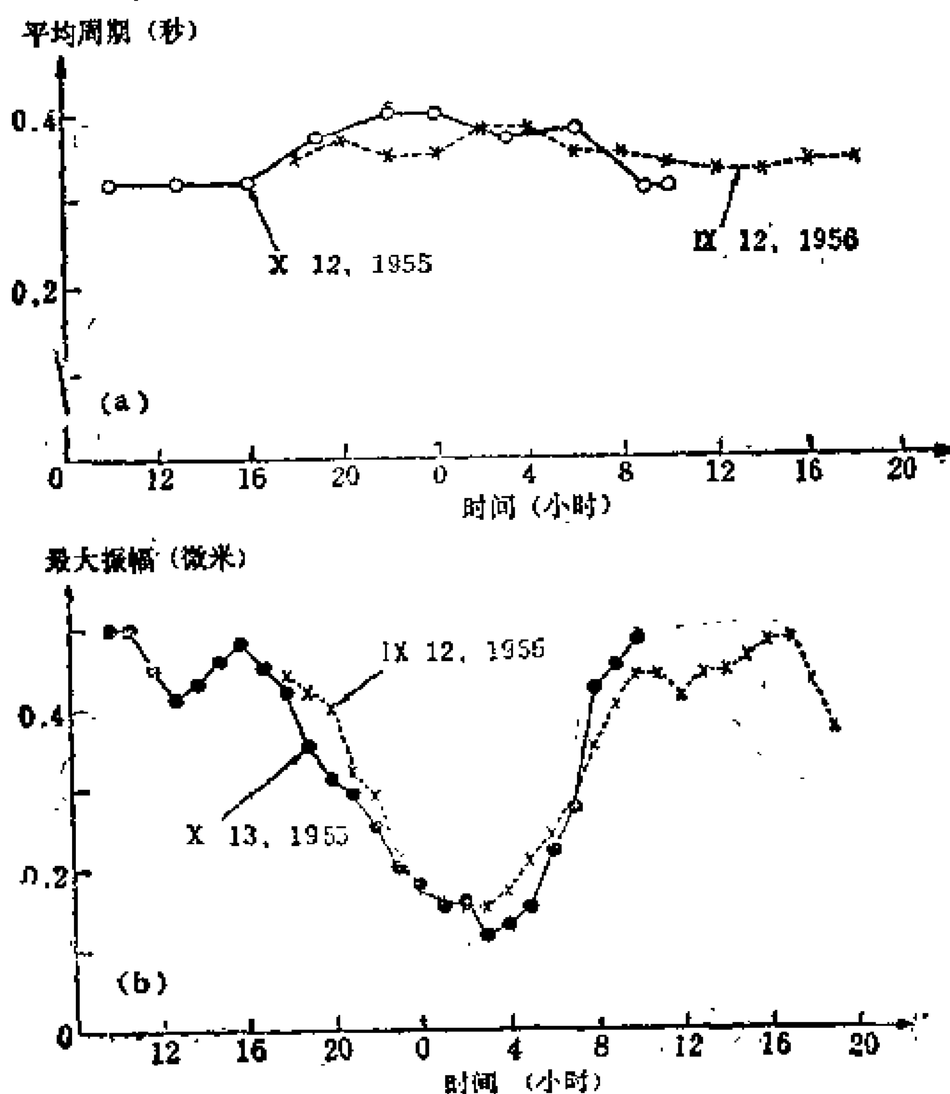


图 5-40 脉动连续观测结果
(a) 平均周期；(b) 最大振幅

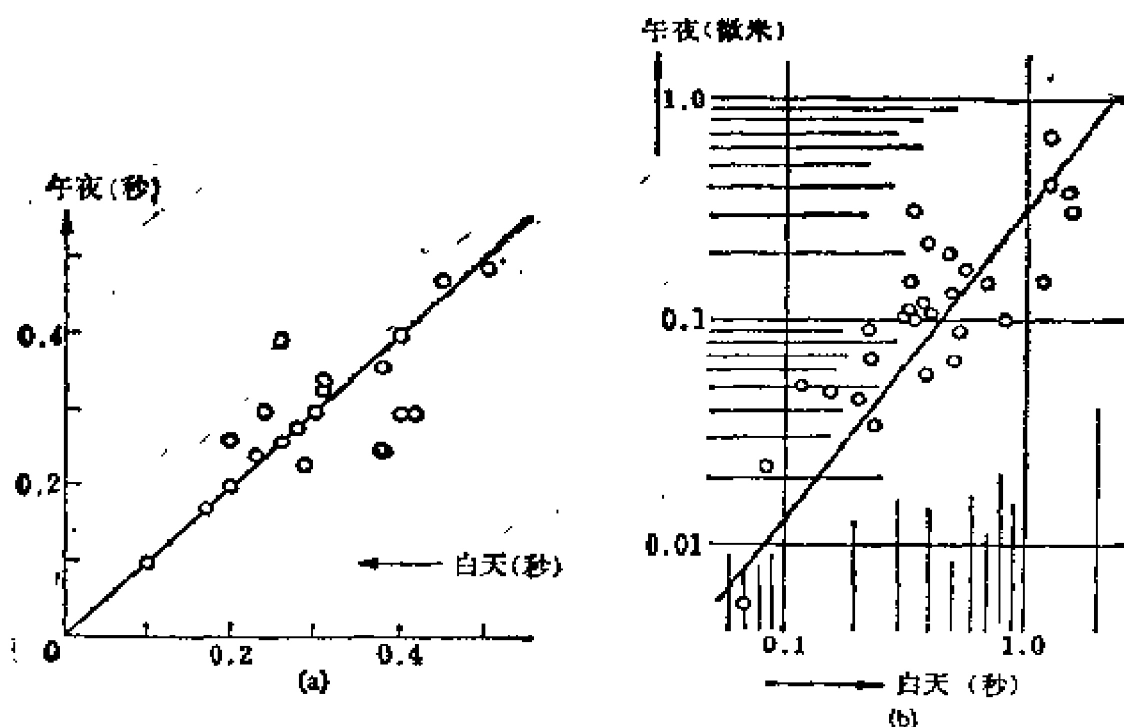


图 5-41

(a) 午夜和白天的脉动卓越周期；(b) 午夜和白天的脉动卓越振幅

实例示于图 5-42。此图证明，可以用脉动的频率-周期曲线来得到地基的卓越周期，也可用以确定强地震动的振动特性。

虽然频率-周期曲线对于查明周期为 1 秒或小于 1 秒的地基的振动特性是足够的，但是求长周期的特性还是用其它方法，如富里叶谱的方法为好。图 5-43 是对于同一脉动记录所做的频率分析和富里叶分析结果的比较。此图表明，虽然短周期的卓越周期用任何方法都可得到，但大于等于 1 秒的卓越周期由于仪器特性和分析方法之间的关系，如果用频率分布分析往往难以得到。从这个意义上说，频率分析法是不能令人满意的。可是由于这种方法做起来很容易，所以在其它方面还是很有用的。

迄今所讨论的脉动和地震动之间的很多相似之处暗示了一个共同的性质：两者都受地基振动特性的显著影响。这一点在图 5-44 中得到进一步证明，该图示出在地表和地下同时观测脉动

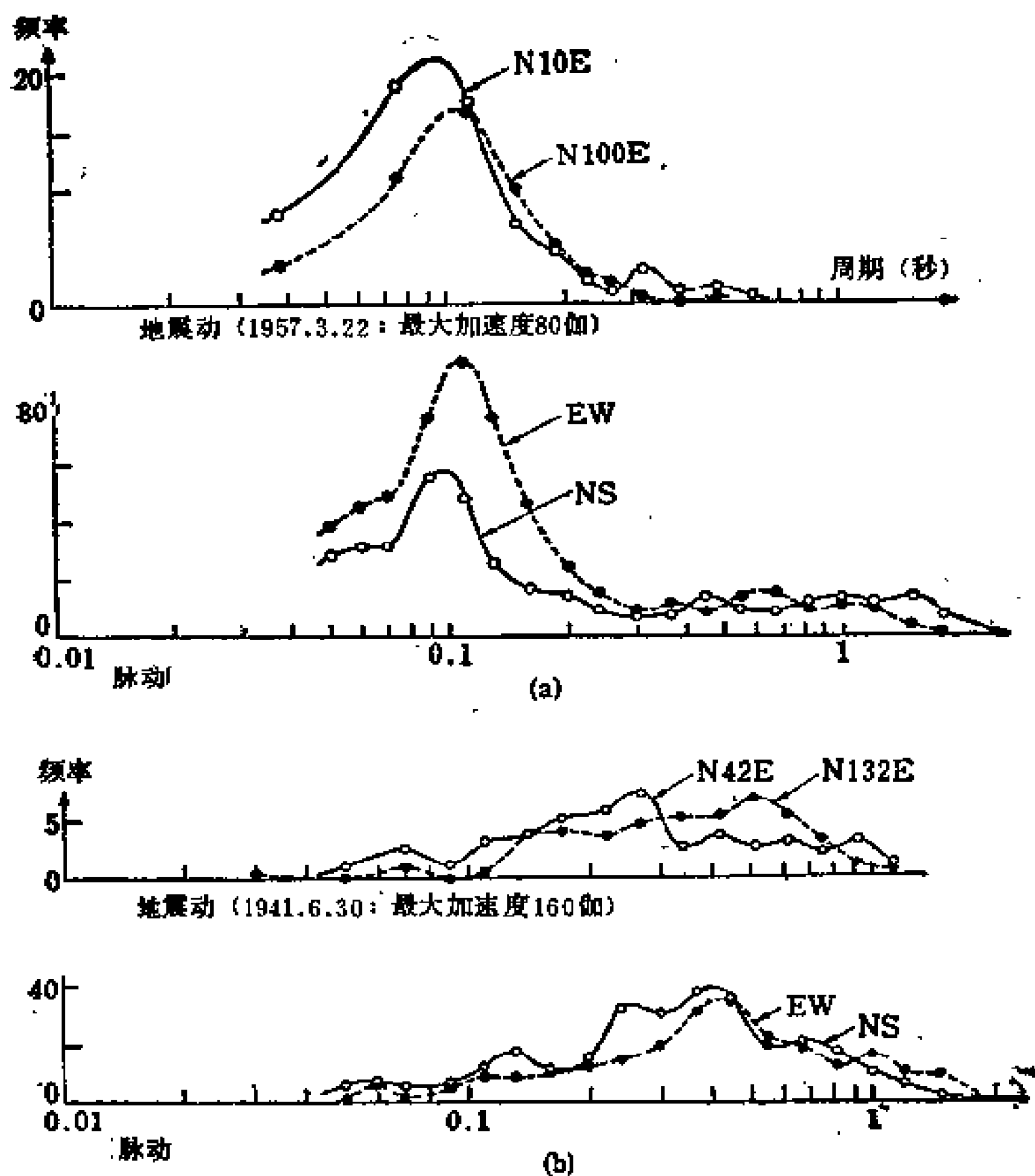


图 5-42 地震动和脉动的频率-周期曲线的比较
（a）金门公园；（b）圣塔巴巴拉

的地基的资料，用以说明以下要阐述的问题。图 5-45 利用式(5.44)比较了理论波形和实际波形：上图是地表的脉动记录；中图是表层底部的记录，它是与地表同时记录的；下图是地表的波迭加上移位了卓越周期一半时间的波形。此图证明，根据多重反

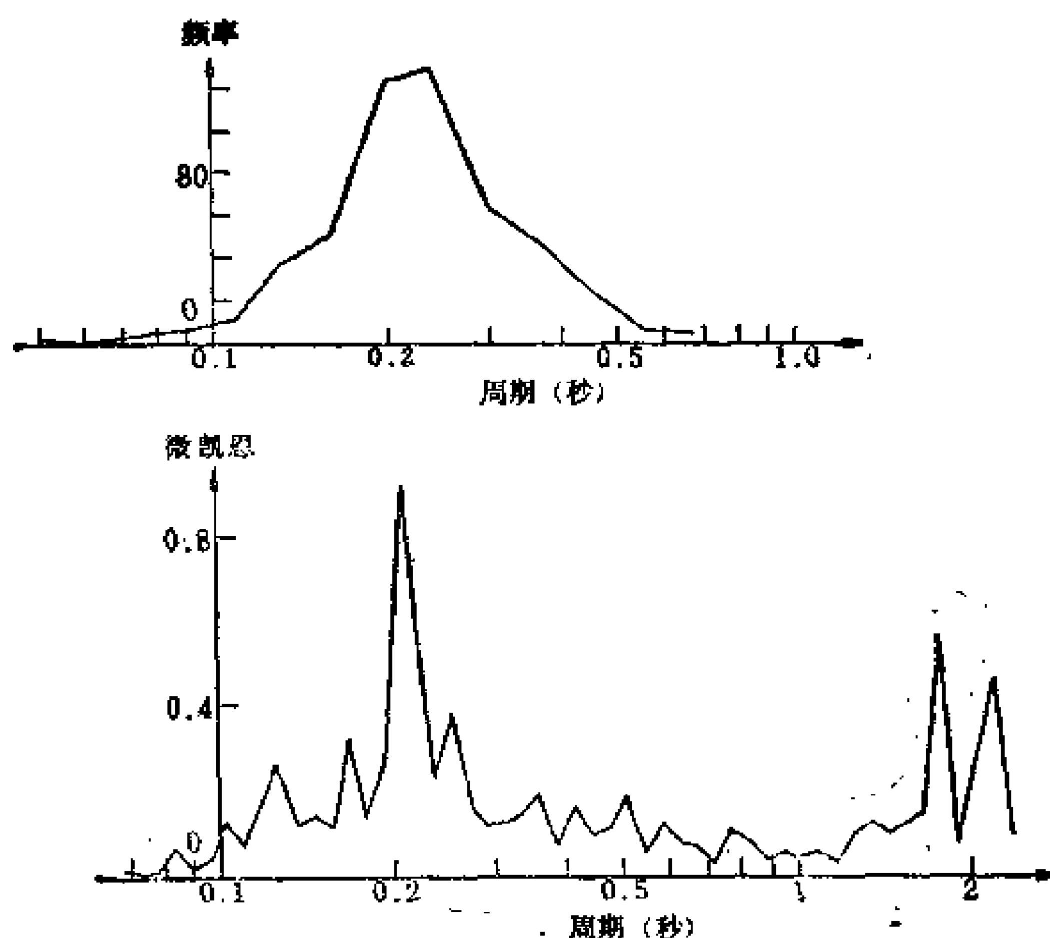


图 5-43 脉动的频率-周期曲线与富里叶分析的比较

射理论得到的式(5.44)中的相对关系同样适用于脉动特性。

图 5-46 示出图 5-45 中计算波形和记录波形的富里叶谱，此图进一步证明，图中的实线(记录的)和虚线(计算的)所代表的两种分析（或谱）是一致的。而且，如图 5-47 所示，代表地基脉动最大振幅随深度分布的圆圈与代表用多重反射理论[式(5.41)]进行数值计算(共振振幅分布)结果的虚线非常一致。

在图 5-48 中我们看到了在地表和表层底部观测的脉动的谱比与周期(实线)及根据多重反射理论所做的数值计算结果(虚线)的关系。它们也是很接近的。如果我们只关心地表脉动的卓越周期，那么这种符合可以用勒夫波以及表层的多重反射理论来解

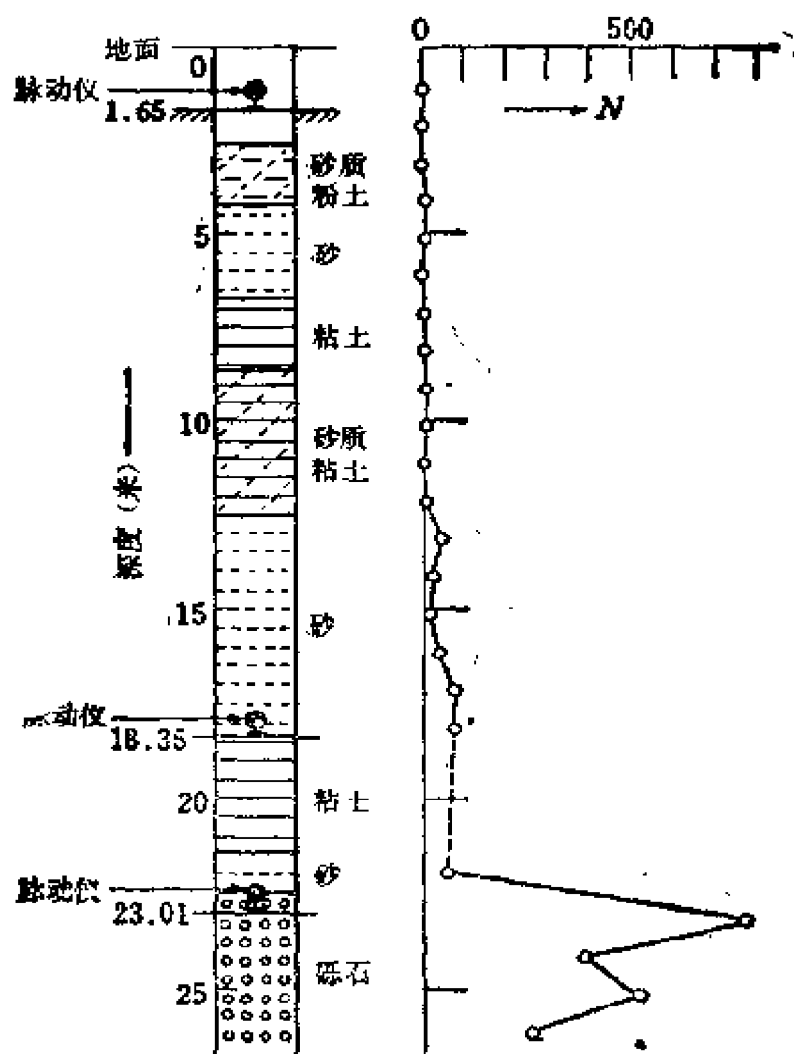


图 5-44　脉动观测场地的钻孔剖面及N值分布

释，而在有些情况下则需用瑞利波来解释[10]。但是观测结果和理论结果非常符合这一事实，支持了多重反射理论，至少图 5-45—5-48 所示四种类型的研究是如此。

至此，通过上面所介绍的各种分析方法，已证明脉动受局部土质的振动特性的强烈影响。自然，振动源本身的特性在一定程度上也反映在脉动特性中。此外，当我们为研究地基振动特性而进行脉动观测时，还需要考虑记录仪器特性、观测场地选择、分析方法以及其它因素，以使振动源本身的影响减小到最低程度。

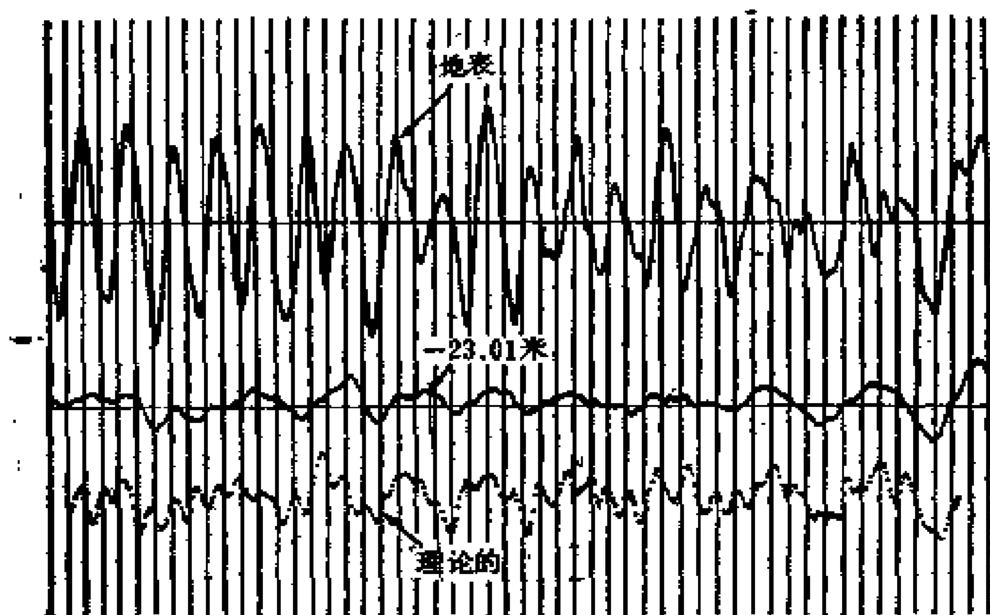


图 5-45　脉动的同时记录与理论波形的关系

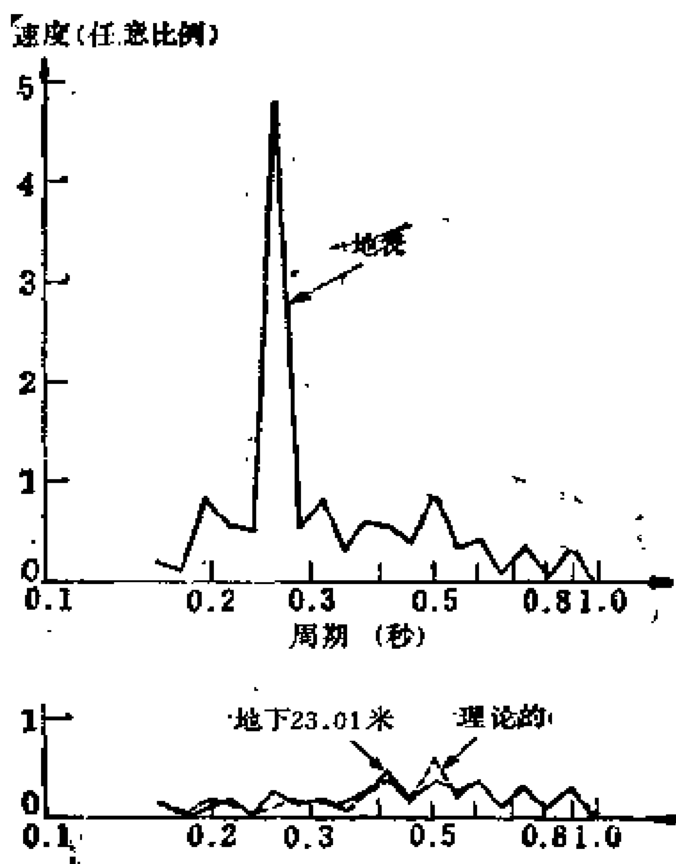


图 5-46　脉动的富里叶谱

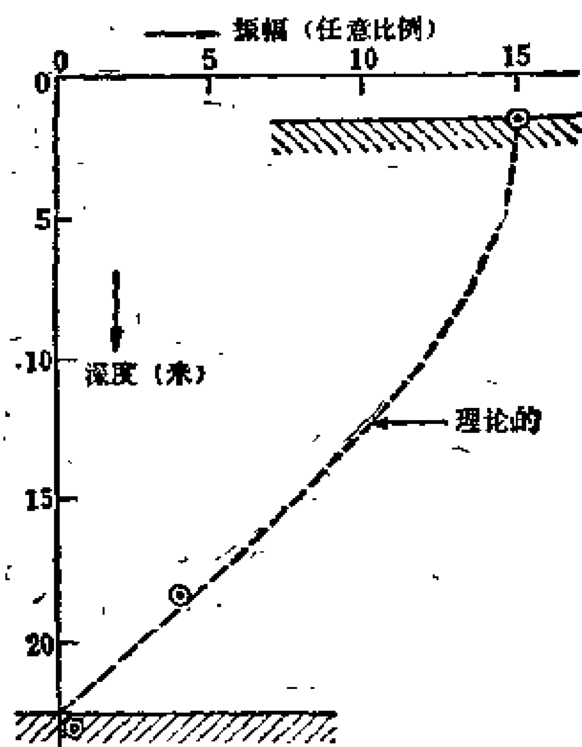


图 5-47　地下脉动的卓越振幅分布（虚线代表理论计算）

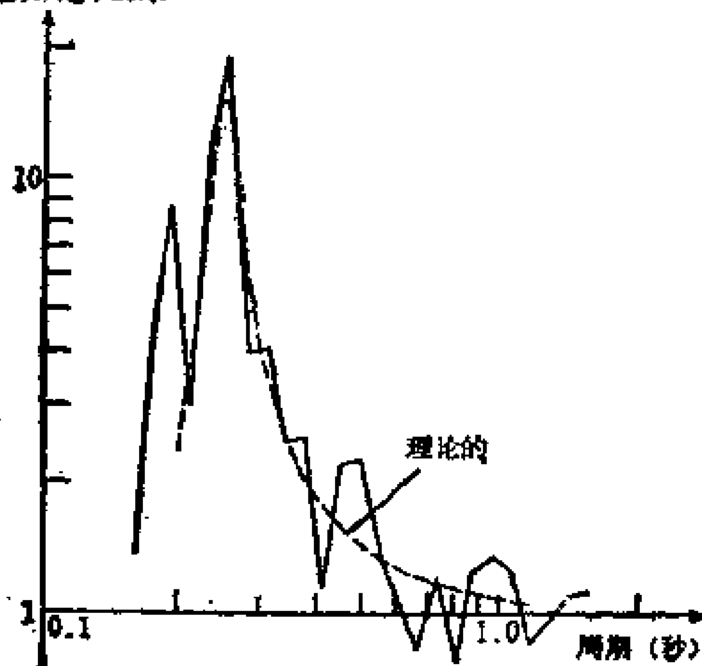


图 5-48　脉动的谱比

用脉动确定地基分类的建议

由于卓越周期(频率-周期曲线的峰值周期)、平均周期（用2分钟观测记录内的波数计算)和最大周期(用具有1秒固有周期的摆的脉动仪记录的最长波的周期——在物理上意义不明确，但由于方便而使用）值，除某些特殊情况以外，在同一地点总是相近的，也由于同一地点的卓越周期值实际上等于平均周期值（平均周期可能更容易得到），所以在用脉动进行地基分类时，平均周期和最大周期可以满足要求。图5-49（建议A）是根据地震观测结果与地下土钻孔试验结果的比较而编制的，它使用了脉动的平均周期和最大周期值，而未作任何物理上的考虑。之所以使用平均周期（代替卓越周期）和最大周期这两个值，是因为当脉动中包含短周期波（如运输卡车所引起的）时，平均周期将比归因于地基特性的周期要短，而地基特性强烈地表现在最大周期中。另外，在被认为近似均匀弹性层的厚、软地基上，最大周期通常不是很

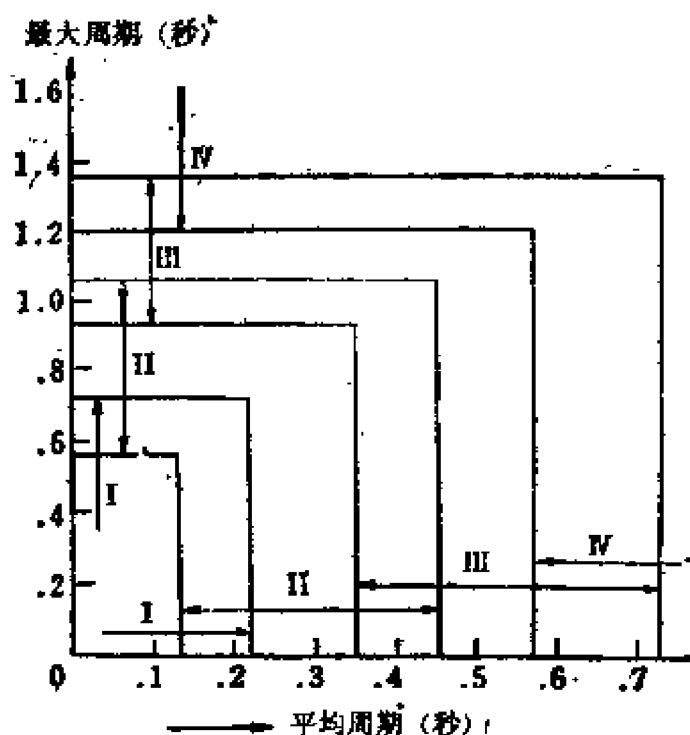


图 5-49　建议A，用脉动观测进行地基分类

长，而平均周期完全可以代表地基特性。

然而，在某些情况下，只根据平均周期和最大周期的观测值还不能正确测定地基分类。在这种情况下，只能利用比较麻烦的卓越周期或有很多限制(如前所述)的最大振幅而没有其它选择。一个极端的例子是平均周期和最大周期都较长的新鲜露头，只根据图 5-49 判断，这种地基应划归 IV 类(沼泽地)。另一方面，在新鲜露头中的振幅是很小的。此外，如果地基中包含几个弹性突变的间断面，即使地基很厚、很软，其中的长周期似乎也不明显。在这种情况下，振幅是很大的。此时，检验振幅值就可以避免对地基做出矛盾的分类。由于S波速度 200 米/秒、厚 20 米的洪积层的固有周期(0.4 秒)等于S波速度 60 米/秒、厚 6 米的冲积层的固有周期，所以根据图 5-49，这两种地基将划归同类。可是，考虑振幅观测值时，前者将属于 II 类(硬地基)，后者则应属于 III 类(软地基)。鉴于这些事实并根据地震动和底土资料与脉动卓越周期和最大振幅(突然发生的异常大振幅除外)的比较结果，提出了建议 B (图 5-50)。

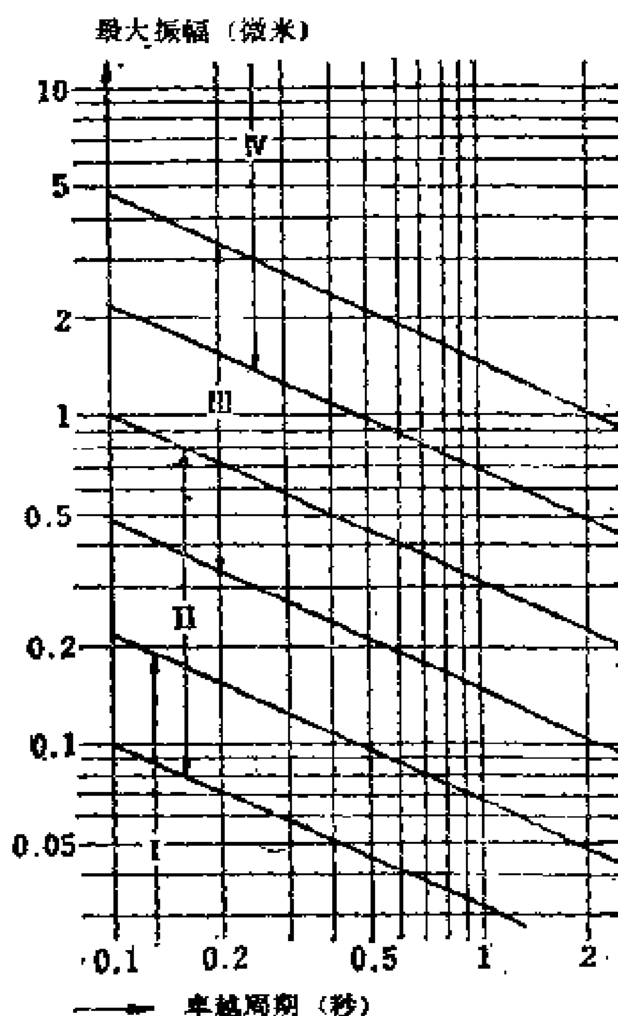


图 5-50 建议 B：用脉动观测进行地基分类

在用脉动确定地基分类中，最简易的方法是先用较简单的建议A，如果出现任何可疑的结果，再用建议 B 做调整。可是，对于所有的观测场地，最好用建议A和

B 确定地基分类，尽管这样做很繁冗。而对于有矛盾结果的场地，再考虑其它有关研究资料，进行综合确定。

G. 结语

在本章，作者试图用S波的传播从理论上解释地震图上表现出来的各类地基的振动特性。这种尝试似乎相当成功。但是仍然遗留下可能没有完全解决或者解答中尚有某些疑惑的问题。在这些问题中，有些可以作为斜入射的体波问题来处理，而有些则可用面波现象来解释。例如，勒夫波和瑞利波的最大振幅达到某一波长时的特性，可以用来解释长周期波显著占优势时的情况。

参 考 文 献

[1] Sezawa, K. and kanai, K.: Damping in seismic vibrations of a surface layer due to an obliquely incident disturbances. *Bull. Earthq. Res. Inst.*, **14**, 354 (1936).

[2] Kanai, K.: Relation between the nature of surface layer and the amplitude of earthquake motions II. *Bull. Earthq. Res. Inst.*, **31**, 219(1953).

[3] Ishimoto, M.: Observations des périodes prédominantes dans les secousses séismiques dont la distance épicentrale est assez grande. *Bull. Earthq. Res. Inst.*, **10**, 171(1932); **12**, 234 (1934); **13**, 592(1935); **14**, 240 (1936); **15**, 536 (1937).

[4] Minakami, T. and Sakuma, S.: The earthquake-motions on various formations of the earth's surface (I). *Bull. Earthq. Res. Inst.*, **26**, 61(1948).

[5] Kanai, K., Tanaka, T. and Yoshizawa, S.: Comparative studies of earthquake motions on the ground and underground (multiple reflection problems). *Bull. Earthq. Res. Inst.*, **37**, 53 (1959);

Okamoto, S. and Kato, K.: Observation of earthquake

motions in a surface layer. *Journ. Inst. Indust. Sci.*, **13**, No. 4, 123(1961);
Shima, E.: Modification of seismic waves in superficial soil layers as verified by comparative observations on and beneath the surface. *Bull. Earthq. Res. Inst.*, **40**, 187(1962);
Kanai, K., *et al.*: Comparative studies of earthquake motions on the ground and underground II. *Bull. Earthq. Res. Inst.*, **44**, 609(1966).
Goto, H., *et al.*: Seismic observations of bridges and grounds in the region of the Matsushiro earthquakes. *Annuals of Disaster prevent. Res. Inst.*, **10** A, 201 (1967); Osawa, Y. and Tanaka, T., *et al.*: Earthquake measurements in and around a reinforced concrete building. 4 th WCEE, B 1-1 (1969).
[6] Tsuboi, C.: Determination of the Gutenberg-Richter's magnitude of earthquakes occurring in and near Japan. *Journ. Seism. Soc.Japan* (ii), **7**, 185 (1954).
[7] Kasahara, K.: Wave form analysis of S-pulse from deep-focus earthquakes. 1. *Bull. Earthq. Res. Inst.*, **35**, 473 (1957); **41**, 209 (1963).
[8] Kanai, K.: Semi-empirical formula for the seismic characteristics of the ground. *Bull. Earthq. Res. Inst.*, **35**, 309 (1957).
[9] Omori, F.: On microtremors. *Bull. Imper.Earthq. Invest. Comm.*, **2**, 1(1908); Ishimoto, M.: Observations. sur des secousses d'une petite amplitude. *Bull. Earthq. Res. Inst.*, **15**, 697 (1937);
Tomoda, Y. and Aki, K.: Frequency analysis of local tremors of the ground by means of a magnetic microseismic spectrometer. *Journ. Seism. Soc. Japan* (ii), **5**, 85 (1956);
Aki, K.: Space and time spectra of stationary stochastic waves, with special reference to microtremors.

Bnll. Earthq. Res. Inst., **35**, 415 (1957).
Akamatsu, K.: On microseisms in frequency range from 1 c/s to 200 c/s. *Bull. Earthq. Res. Inst.*, **39**, 23 (1961);
Kanai, K., *et al.*: An empirical formula for the spectrum of strong earthquake motions. *Bnll. Earthq. Res. Inst.*, **39**, 85 (1961);**44**,645(1966).
[10] Allam, A. and Shima, E.: An investigation into the nature of microtremors. *Bull. Earthq. Res. Inst.*, **45**, 43 (1967).

第六章　结构的振动

6.1　结构振动实验方法

A. 利用激振器的方法

激振器或称振动器是利用离心力[$2\,m\,r\,\omega^2$（达因）]使结构产生振动的装置，离心力是由质量为m（克）的偏心重块在半径为r（厘米）的圆周上以角速度ω（弧度/秒）旋转而产生的。激振器通常由两个或多个离心器（少数激振器只有一个离心器）适当组合而成，它只产生或水平向或垂直向的单向作用力。

激振器有多种运行方法。一种称为“稳态”振动法的是用速度控制马达一个档上的速度，这样，激振周期可保持常值。待结构振动稳定之后，测量振幅。划出共振曲线后，确定结构的固有周期和阻尼常数。根据振幅的垂直或水平分布也可确定振动类型。通常，把T_1和T_2（共振曲线上振幅达到其最大值的$1/\sqrt{2}$时的周期）以及T_0（共振周期）代入式$h=(T_0^2/4)\ (1/T_2^2-1/T_1^2)$求得阻尼常数$h$。

激振器有时以“逐渐减弱”的方式使用。在利用这种方法时，先用手或马达使激振器达到超过结构预期共振频率的转数，然后松开手或者关闭马达，利用轴承摩擦和空气阻力使激振器逐渐缓慢地停下来。在这个过程中连续进行振动记录。这种方法不仅简单，而且能得到比前一种方法（稳态振动法）好得多的结果，当然激振器要仔细设计和安装。例如，如果激振器旋转部分的惯性过小，而且旋转减速过快，则共振振幅值将很小，致使阻尼常数值产生较大的误差。表 6-1[1]示出了对具有各种阻尼常数的单质

表 6-1 "逐渐减弱"与"稳态"激振的共振振幅之比

f_n/κ	阻 尼 常 数 (h)				
	0.005	0.01	0.0167	0.025	0.05
385	2.17	1.49	1.17	1.04	1.02
131	—	—	1.46	1.24	1.10
42	—	—	—	1.47	1.23

点体系用稳态法和逐渐减弱法激振所得到的共振振幅的比值。

在表 6-1 中，f_n 是共振频率，κ 是激振器旋转的递减率，κ 是根据方程式 $f=f_s\exp(-\kappa t)$ 确定的，其中 f_s 代表"逐渐减弱"过程开始时的振动频率，f 是 t 秒后的振动频率。

B. 人工激振法

一个体重 60 公斤的人以 1 秒的周期侧向摆动上身 15 厘米，每秒约能产生 18 公斤惯性力，相当于一个小激振器的激振力。因此，如果一个人用与给定结构物的固有周期相等甚至大得多的周期摆动其身驱时，就可以进行振动实验。这里需要做的是，人要面向垂直于结构物预期的激振方向站立，用两条腿交替支承其体重。如果需要的话，几个人同步摆动会产生很大的激振力。这时若监视直接可见的示振器，就可以很容易地创造共振条件。当结构物的振幅达到共振时，人停止摆动，并记录后续的自由振动。图 6-1 示出了用上述方法获取的有两层地下室的十六层钢筋混凝土建筑中的振动实验记录。

C. 火箭推动法

用小火箭的推进力产生振动的方法在美国和日本[2]已有尝试并取得了一些成果。由于火箭技术的快速发展，这种方法在将来是很有希望的。

D. 悬索张拉法

在这种最古老的方法中，用钢缆把结构顶部系在地面的桩上

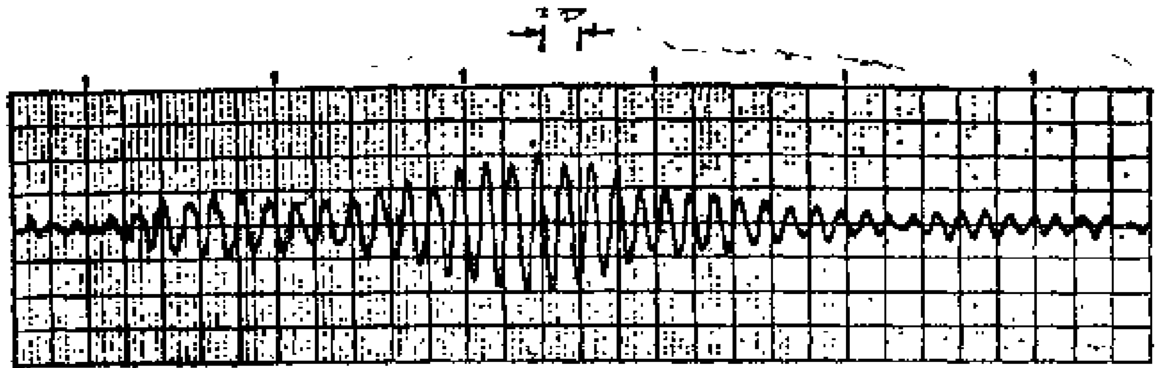


图 6-1 利用人工激振的一个建筑物的振动记录

或者系在相邻结构的底部。然后用紧线器加拉力使建筑物产生一个适宜的初始位移，再放松钢缆使建筑物自由振动。

E. 脉动法

一般说来，结构上部脉动的平均周期与结构本身的固有周期在小于百分之几的误差范围内一致（如果结构的阻尼大，这个误差也大）。图 6-2 示出利用激振器进行振动实验得出的钢筋混凝土建筑的固有周期与该建筑物上部所观测到的脉动的平均周期间的关系。该图证明这两种方法所得的结果非常一致。如果希望得

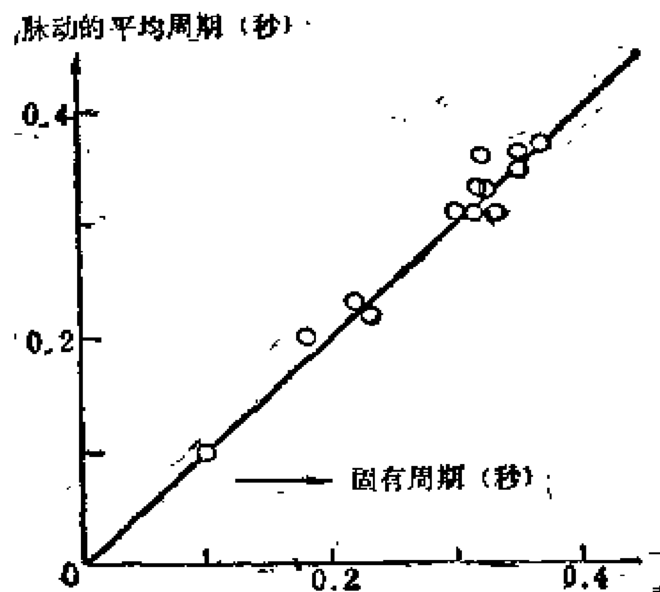


图 6-2 钢筋混凝土建筑

到该建筑物更精确的固有周期和阻尼常数，则可使用诸如在该建筑物顶部和底部同时测量中相互关系的计算方法。

6.2 结构的振动实验和地震观测结果

A. 木房屋

不用说对木房屋的地震观测数目，就是对这种房屋所做的振动实验数目也是少得很。在为数极少的振动实验和地震观测中，目标已有变化。本节将讨论从那些少数实验结果中得到的木房屋的比较共同的特性。由于这里所讨论的木房屋中的大多数在建筑时很少考虑抗震性能，因此，它们与近代建筑的，特别是城区中建筑的木房屋有明显差别。尽管如此，这里所介绍的资料仍可作为检验过去地震破损统计的基础。

木房屋的固有周期随振幅显著改变。在微振动(加速度 a_0 厘米/秒）时的固有周期 T_0（秒）和加速度为 a 厘米/秒^2 时的固有周期T（秒）之间似乎存在着一种经验关系：

$$T=T_0+0.008(a-a_0),\ （老式房） \qquad (6.1)$$

$$T=T_0+0.002(a-a_0),\ （新式房） \qquad (6.1')$$

式（6.1）右端第二项的系数，因房屋的年代、刚度和类型而异，其经验值为0.002—0.014。房屋越古老，这个系数越大。通常，当微振动减弱时，这个系数有随 T_0 而减小的趋势。根据这个经验关系，在由振动引起破损时，木房屋（老式）的固有周期大约是微振动时固有周期的4倍，这与拉伸实验时的破坏结果非常一致。

两层木房屋（老式）的固有周期分布示于图6-3。根据这个图，可以有把握地假设：从统计意义上说，木房屋的固有周期是0.4秒，另一方面，近代建筑的（特别是城区的）木房屋的固有周期是0.2—0.3秒，其中多数接近0.2秒。图6-4示出不同年代的两层木房屋（老式）的固有周期。由该图可见，较老的木房

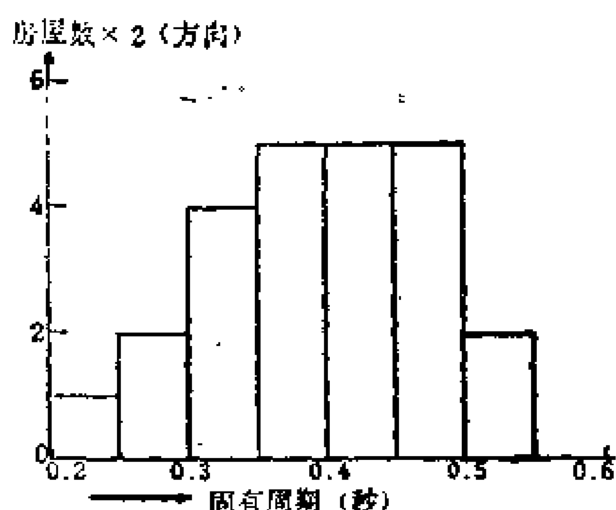


图 6-3 二层木房屋的固有周期

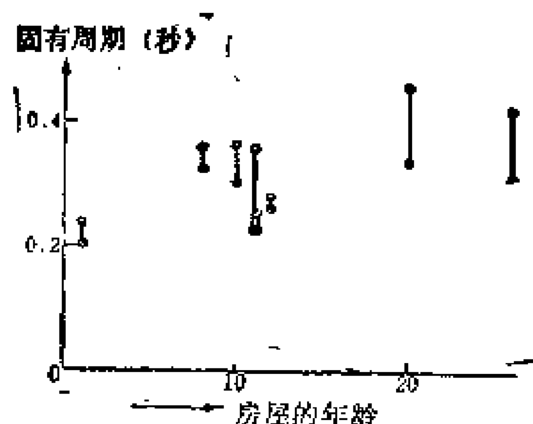


图 6-4 二层木房屋的固有周期（两个圆表示宽度和深度方向）

屋的固有周期有稍长的趋势。两层木房屋阻尼常数 h 的分布示于图 6-5，此图似乎表明，大体上 $h=0.06$。一般说来，振幅越大阻尼越大。间壁和支撑越多，刚度越大，因而固有周期越短，阻尼越大。

地震时，木房屋的振动通常在地震的卓越周期与木房屋的固有周期相同时达到最大值[4]。在个别情况下，振动最大值发生在地基地震动达到最大加速度期间。

地震时，对木房屋的变形（倾斜）观测是有用的。关于地震动的最大加速度与木房屋（老式）变形间的关系，我们提出了下列经验关系式[61]：

$$\theta=5\times10^{-5}\times a^{1.2} \tag{6.2}$$

式中，θ 表示最大倾角（弧度）；a 是最大加速度（伽）。根据木房屋的倒塌实验，倒塌瞬间的倾斜度约为 1/15。利用式（6.2）可以估算出倒塌时的加速度约为 400 伽。这个数值与松代震群时（1964—1966）所观测的资料（强震加速度图和木房屋所受的破损程度）并无明显抵触。

B. 钢筋混凝土和钢框架钢筋混凝土建筑

有关这类结构的振动实验和实际地震观测的例子很多。而且，每年都在建筑物中安置更多的强震仪，因此这方面的资料急剧增加。

根据结构类型、局部地基条件以及其它因素，钢筋混凝土和钢框架钢筋混凝土建筑物的固有周期有很大差别，因此提出了各种统计经验关系，如式（6.3）和（6.4）以及表6-2和6-3所示。

$$T=\alpha\times H^{m}\times D^{-n},\quad T=\beta N \qquad (6.3),(6.4)$$

表 6-2　　式(6.3)的常数

研究者	α	m	n
V. 卡德尔(carder)	0.0018	1	0
联合委员会	0.028—0.033	1	1/2
金井清	0.04	1	1/4

表 6-3　　式(6.4)的常数

研究者	β
T. 谷口忠(Taniguchi)	0.07—0.09
金井清	0.08
G. W. 豪斯纳(Housner)	0.1
A. S.阿里亚斯(Arias)	0.035

式中，T表示固有周期(秒)；H是高度(米)；D是观测方向的宽度(米)；N表示层数。随着这些建筑物刚度的增加，它们的固有周期变短。作为一个例子，表6-4示出东京丸之内建筑物固有周期的变化。

钢筋混凝土和钢框架钢筋混凝土建筑的阻尼常数也随其设

表 6-4　　东京丸之内建筑物的固有周期(秒)

观　测　时　间	NS	EW
1921年12月(施工中)	1.11	1.14
1922年2月(施工接近完工)	0.89	0.94
1922年5月(浦贺—水道地震刚结束)	1.01	1.09
1922年10月(加固后)	0.67	0.71
1923年12月(关东大震刚结束)	1.11	1.18
1926年5月(加固后)	0.50	0.48

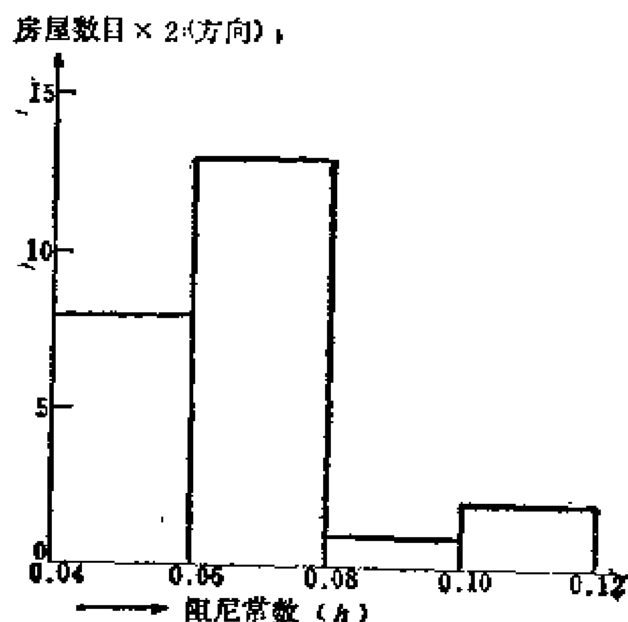


图 6-5　二层木屋的阻尼常数

计、局部地基条件以及其它因素而有显著变化。图 6-6 表示日本钢筋混凝土和钢框架钢筋混凝土建筑物的阻尼常数 h 的测定值。测定的阻尼常数也随所用测定方法、分析方法等而变化。从图 6-6 可见，在被测定结构中，约 1/3 的阻尼常数 $h=0.03\pm0.01$，其余2/3 的 $h=0.03—0.7$。

图 6-7 示出利用激振器进行振动实验时一座三层钢筋混凝土建筑物的水平共振振幅随高度的分布。此图清楚地表明，建筑物

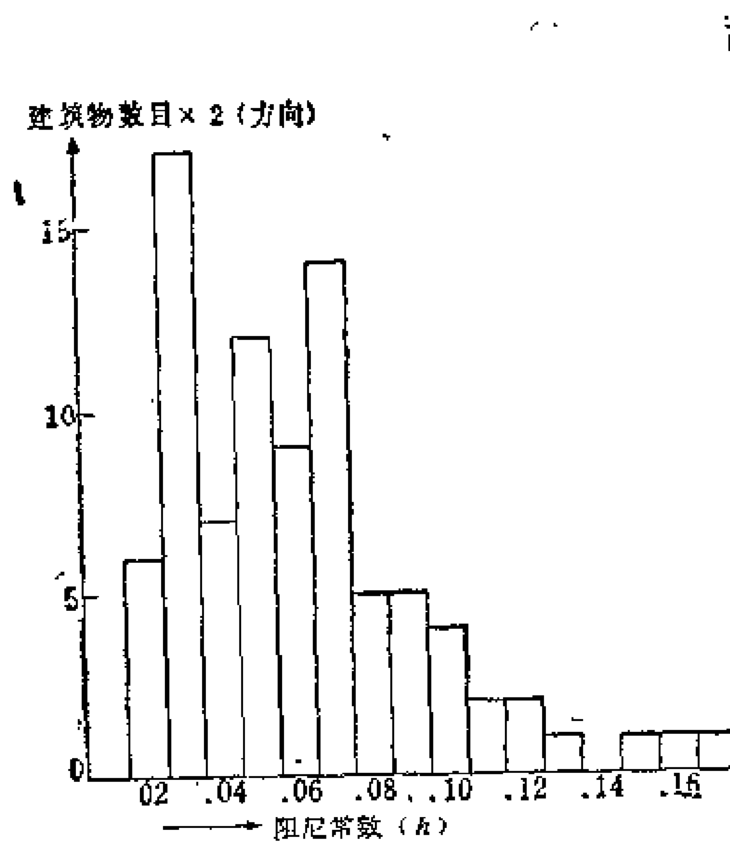


图 6-6 钢筋混凝土和钢框架钢筋混凝土建筑的阻尼常数

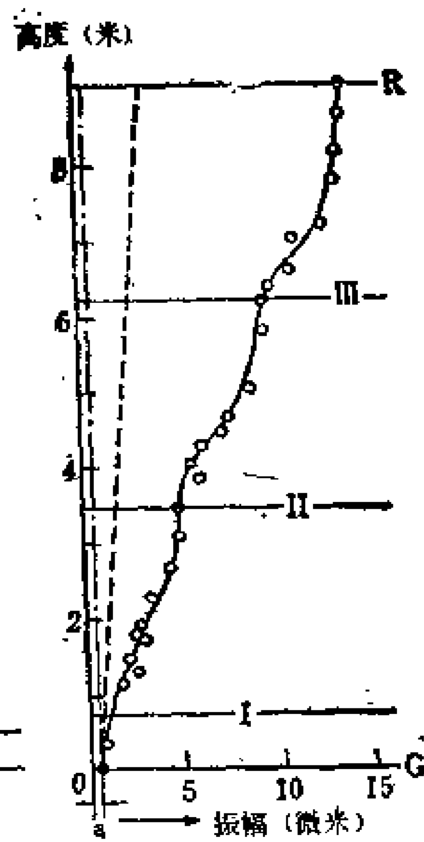


图 6-7 共振时水平运动的振幅分布（以三层钢筋混凝土建筑为例）

的振幅为下列三项之和：(a) 与地平面平行的运动振幅(链线)；(b) 与地平面倾斜的运动振幅(虚线)；(c) 楼层之间的弹性变形振幅(实线)。

图 6-8 示出用激振器在中层和高层钢筋混凝土建筑中进行振动实验所得到的垂直运动的振幅分布。由图可见，这种建筑物的基础使垂直运动复杂化了。

图 6-9 示出对建在各种类型地基上的若干四层钢筋混凝土公寓进行地震观测所得到的地基卓越周期与共振时屋顶与底层振幅比之间的关系。地基的卓越周期是表层厚度及S波在表层中传播速度的函数。作为首次近似，卓越周期长可认为表示地基软，而屋顶振幅与底层振幅之比小则表示地震时有大的振动阻尼。因此，

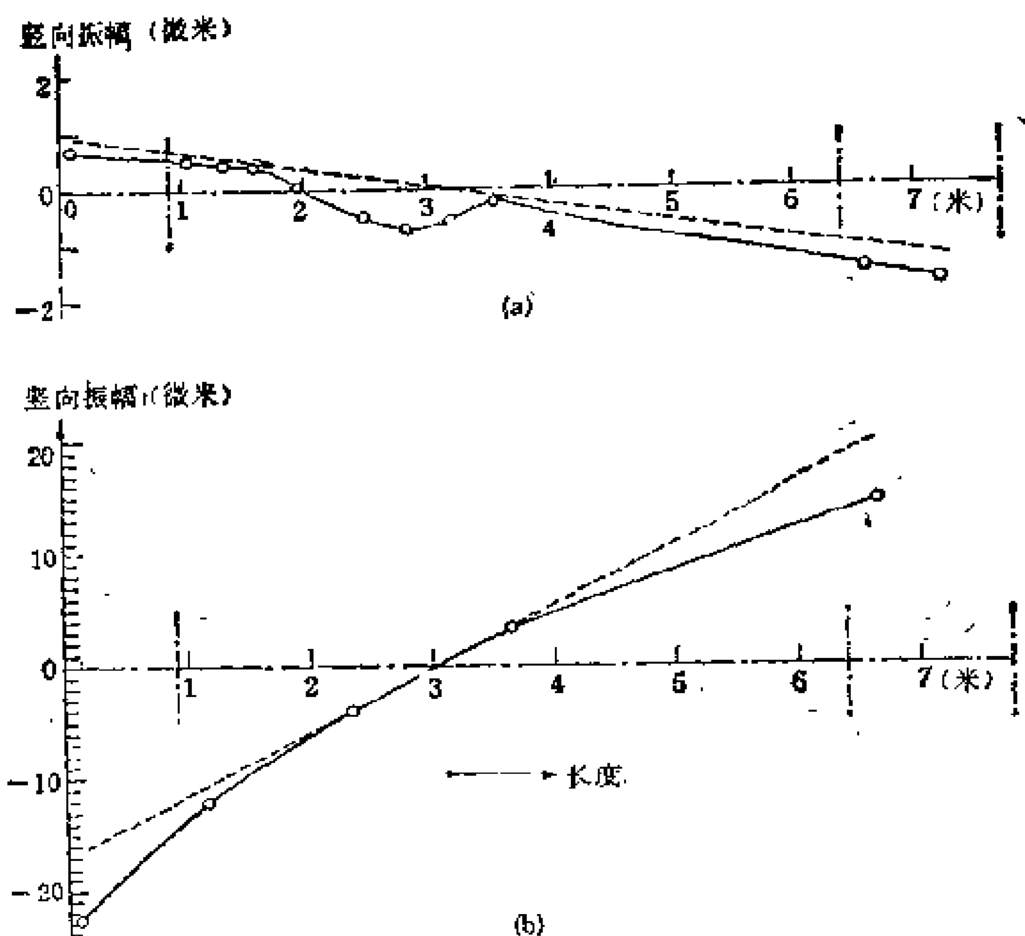


图 6-8 共振时基础梁上垂直运动的振幅分布（以钢筋混凝土建筑为例）

如图 6-9 中向右倾斜的直线所显示的，在较软的地基中，建筑物的振动阻尼比较大。这个结果支持了如下的结论：建筑物的振动阻尼产生在它与地基接触的部位（见图 6-14）。

几次地震时同时记录的屋顶振幅与底层振幅之比与地震动周期的关系示于图 6-10 。在图 6-10 的曲线中，最大振幅的周期与建筑物的固有周期一致（图 6-9 中的纵坐标相当于图 6-10 中曲线的最大值）。

地震时建筑物的有效阻尼常数 h' 可以从图 6-10 中的曲线得到。从利用激振器得到的共振曲线所求得的 h' 与阻尼常数 h 的

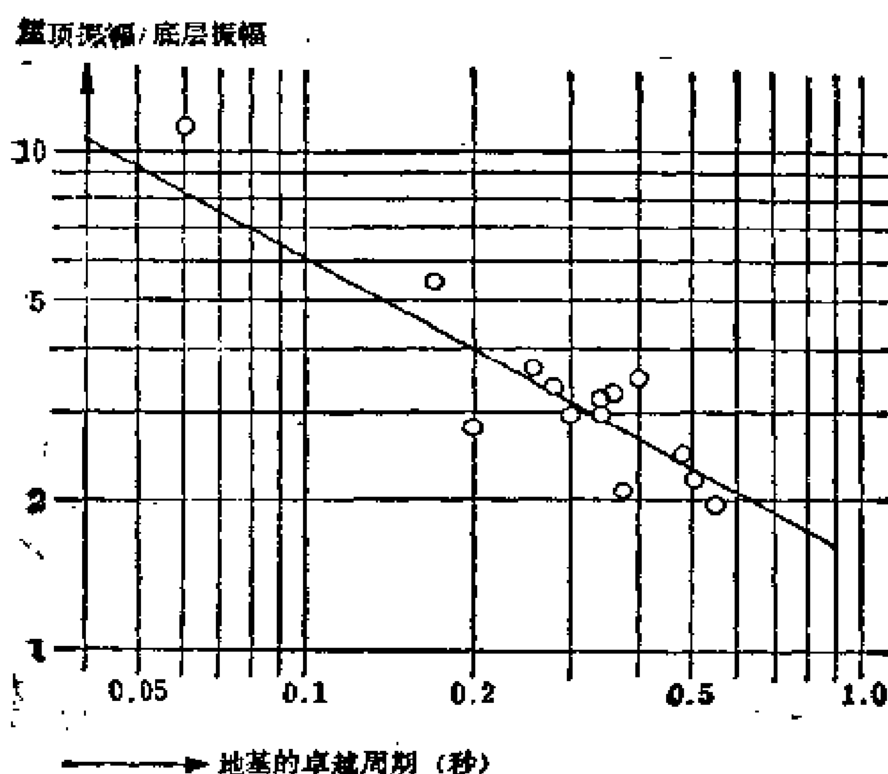


图 6-9　四层钢筋混凝土建筑物的实例

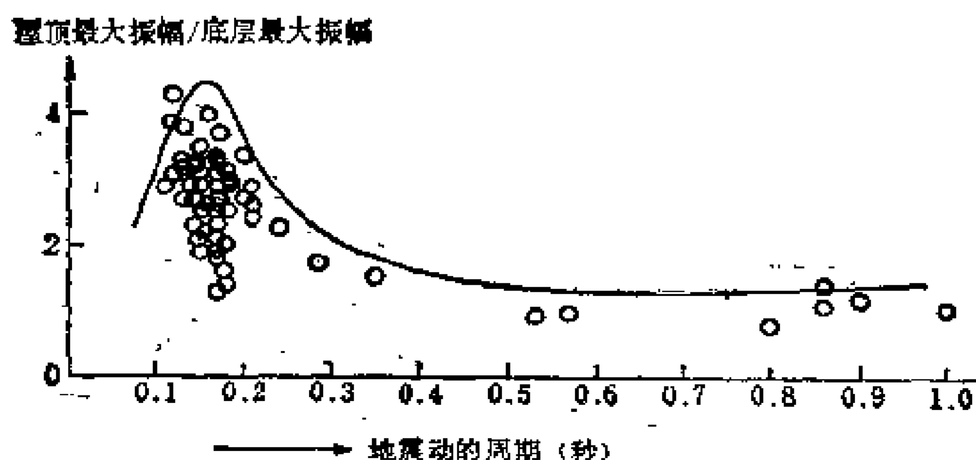


图 6-10　几次地震同时记录的振幅比与周期的关系
（每一个圆代表一次地震）

关系示于图 6-11。该图表明有效阻尼常数 $h'=5.5h$。

地震时建筑物的共振周期与振动实验得到的固有周期之间的

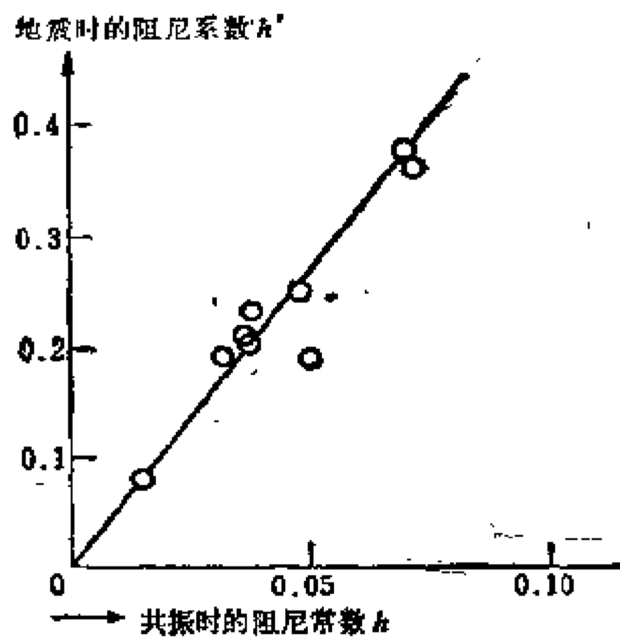


图 6-11 地震时的阻尼常数 h' 和振动实验得到的阻尼系数 h 的关系

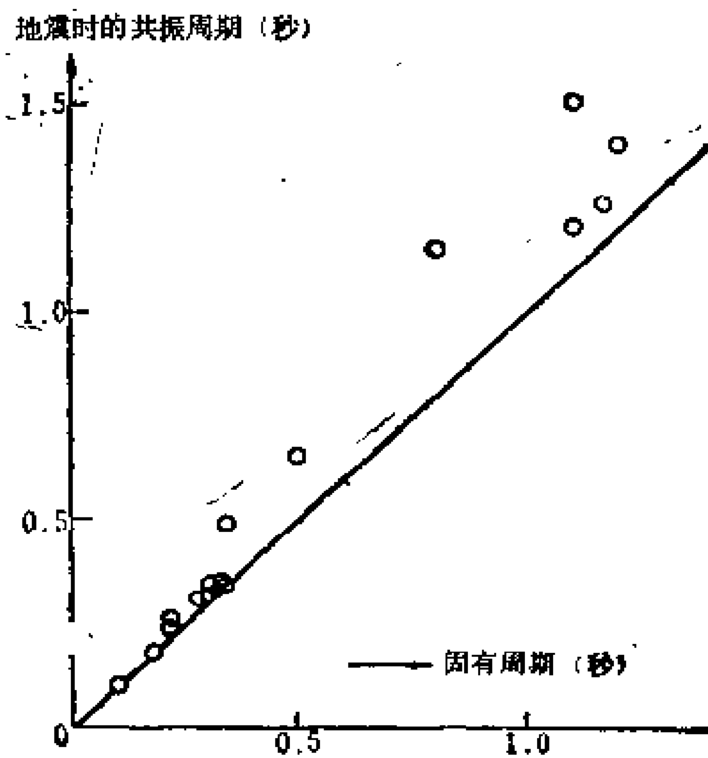


图 6-12 钢筋混凝土建筑物的情况

关系示于图6-12。从图可知，地震时的共振周期总是比激振器激发的固有周期长。

6.3 结构振动能量的地下耗散

对于结构振动问题已做过大量研究。曾经尝试过应用振动理论机理从其它工程振动现象进行直接类比推断。我们仍然用地震引起振动的观点来解释这个问题，当然我们也知道这里还有很多无法回答的问题。其它工程振动现象未解决的问题之一是地震时结构的振动能量作为弹性波从基础耗散到地基中的问题，这是结构抗震性能的最主要因素之一。

不仅地上结构，而且其它类型的结构甚至机械，只要作用其上的力的振动周期与它们自身的振动周期相合，就会发生共振。这种现象产生很大的振动应力，它可能使结构或机械受到破坏。破坏可以在接近共振但不一定是完全共振的条件下发生。地震时结构没有产生很大共振的原因可能是：(i) 地震动不具有导致结构共振的振动周期；(ii) 即使有这种振动周期的波，但地震持续时间不足以引起结构产生共振；(iii) 结构本身或结构与地基接触面中存在的振动阻尼，限制了应变和振幅超出一定范围，即使在地震动周期与建筑物自振周期同步的情况下也如此。

很多实际地震符合上述(i)和(ii)。然而，始终期望(i)和(ii)是地震的共同特点是冒险的，因为地震动是随其机制、震级、震中距以及地基的性质而变化的。而(iii) 适用于多数情况，但对于定量分析，还存在很多含糊的因素。

材料的粘滞阻力、摩擦阻力、空气阻力以及基础的塑性都被认为是产生结构振动阻尼的原因，但是用这些因素还不足以解释实际结构的振动阻尼。因此，曾试图把弹性波传播或在不连续面反射的概念应用于结构和地基之间的区域。这似乎充分补充了至此我们已提到的振动阻尼因素。然而，在直接应用弹性波理论于

结构和地基之间的接触面时需要注意结构的尺寸和形状。

在结构与地基间刚度连续的情况下，超过某一限度的结构振动能量，即使在共振时也不可能积累下来，因此，部分能量将耗散到地基中，从而避免结构发生很大的共振。结构自由振动也是这种情况：能量将很快地耗散到地基中并产生很大的振动阻尼。只有当结构和地基的刚度明显不连续时，即由于地基比结构硬得多或软得多而使结构变为一个独立的振动体时才可能产生很大的共振。

那么，具有上述能量耗散特性的结构的振幅分布实际上意味着什么呢？它表明，与地基接触的结构部分既不是完全固定端，也不完全是自由端(支承端)。不论强迫振动周期如何，结构的那一部分总是处于固定端和自由端(支承端)之间的状态。一般说来，任何物体在共振下的振幅分布比与自由振动的振幅分布比相同，后者相当于一种特定的共振周期。在结构共振时，给其底部施加一定的强迫位移，等价于它作自由振动时给节点施加一有限振幅。用这样的方法节点以外的部分所产生的振幅要大于节点。但是，如果结构底端在共振条件下总是处于固定端和自由端(支承端)之间的状态，则施加大的强迫位移(如上所述)时，在结构中的任何地方都不存在节点。

一旦结构的振动能量作为弹性波耗散到地基中，则波动是由地基的粘滞性所吸收，或是逸散到远处都无关紧要。事实上，一部分振动能量在基础附近转化为热也属于耗散范畴。

以上介绍了地震时振动能量耗散到地基中所产生的结构振动阻尼的机制。当我们尝试建立理论公式并试用可信服的数据来证实它时，就碰到了各种问题。提出该机制的模型虽然没有太大困难，但是在结构与地基连接的区域内，它就偏离了我们的设想。

此外，在考虑能量耗散时，我们认为其结果将随地震动是水平的或是垂直的而变化。但是，由于这种变化相对于耗散来说是微不足道的，因此在本节我们只讨论水平运动。水平运动所以值

得重视，是因为大振幅地震动主要是水平运动，而且结构本身抗御水平运动的能力较小。

即使仅考虑水平运动，能量耗散的解也将随结构类型而定，但是对于我们的目的来说，讨论所有的结构类型将繁难而又容易混乱。因此，这里只讨论结构承受剪切运动的一个例子。

剪切振动的运动方程是：

$$\rho' a\frac{\partial^2 u'}{\partial t^2}=\mu' a\frac{\partial^2 u'}{\partial x^2}. \tag{6.5}$$

式中，a 代表结构的截面积；ρ' 是它的密度；μ' 是它的有效刚度。其解为：

$$u'=Be^{i(pt+k'x)}+Ce^{i(pt-k'x)}. \tag{6.6}$$

式中，B 和 C 是取决于边界条件的常数；$p=2\pi/T$，其中 T 代表振动周期；$2\pi/k'$ 是波长，$k'^2=\rho' p^2/\mu'$。

如果地震波垂直向上传播，则入射波和反射波可以表示为：

$$u_0=e^{i(pt+kx)},\qquad u_0'=e^{i(pt-kx)}, \qquad (6.7),(6.8)$$

式中，$2\pi/k$ 代表波长，$k^2=\rho p^2/\mu$，而 ρ 和 μ 分别为地基的密度和刚度。

为使计算简化，结构的基础假设是半径为 e(图 6-13) 的半球。

作为一个整体，入射波在地表 $x=0$ 处反射，但由于这种半球形的障碍而产生了耗散波。在实际问题中，这种障碍由结构底部的各种接触条件，即我们在下面将要讨论的边界条件来代替。

耗散波中的 P 波和 S 波分别表示为 Δ 和 X，位移用极坐标 (u_1, v_1) 和 (u_2, v_2) 表示，则求解弹性体的运动方程即可导出下列方程：

$$\Delta=\alpha\cos\theta e^{i(pt-hr)}\left(\frac{1}{r}+\frac{1}{ihr^2}\right), \tag{6.9}$$

$$X=-\beta\sin\theta e^{i(pt-kr)}\left(\frac{1}{r}+\frac{1}{ikr^2}\right), \tag{6.10}$$

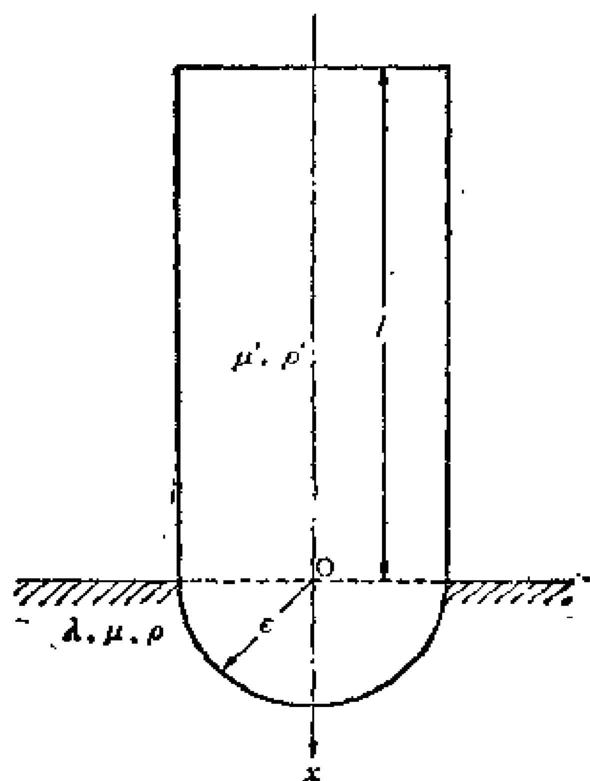


图 6-13 应用耗散理论的结构模型

$$
\left.\begin{aligned}
u_1 &= -\frac{\alpha}{h^2}\cos\theta\frac{d}{dr}e^{i(pt-hr)}\left(\frac{1}{r}+\frac{1}{ihr^2}\right),\\
v_1 &= \frac{\alpha}{h^2}\sin\theta\,\frac{1}{r}e^{i(pt-kr)}\left(\frac{1}{r}+\frac{1}{ihr^2}\right),
\end{aligned}\right\} \tag{6.11}
$$

$$
\left.\begin{aligned}
u_2 &= -\frac{4\beta}{k^2}\cos\theta\frac{1}{r}e^{i(pt-kr)}\left(\frac{1}{r}+\frac{1}{ikr^2}\right),\\
v_2 &= \frac{2\beta}{k^2}\sin\theta\frac{1}{r}\,\frac{d}{dr}e^{i(pt-kr)}\left(1+\frac{1}{ikr}\right)
\end{aligned}\right\} \tag{6.12}
$$

式中，$h^2=\rho p^2/(\lambda+2\mu)$，$\lambda$ 和 μ 是地基的拉梅弹性常数。对 θ 只取第一个正弦函数的原因与上述半球形障碍的假设有关。边界条件表示如下：

$$
x=-l; \qquad \frac{\partial u'}{\partial x}=0, \tag{6.13}
$$

$x=0$，$r\rightarrow\varepsilon$；

$$(u_1+u_2)_{max}=-(v_1+v_2)_{max}, \tag{6.14}$$

$$u'=u_0+u_0'+(u_1+u_2)_{\theta=0}, \tag{6.15}$$

$$\mu'\pi\varepsilon^2\frac{\partial u'}{\partial x}=\int_{\varphi=0}^{\varphi=\pi}\int_{\theta=0}^{\theta=\pi}\mu\left\{\frac{\partial(v_1+v_2)}{\partial r}-\frac{(v_1+v_2)}{r}+\frac{1}{r}\frac{\partial(u_1+u_2)}{\partial\theta}\right\}r^2\sin^2\theta d\varphi d\theta+\int_{\varphi=0}^{\varphi=\pi}\int_{\theta=0}^{\theta=\pi}\left\{\lambda\Delta+2\mu\frac{\partial(u_1+u_2)}{\partial r}\right\}r^2\sin\theta\cos\theta d\varphi d\theta. \tag{6.16}$$

把式（6.6）—(6.12）代入式（6.13)—(6.16），结构振动 u' 与入射波 u_0 的关系可以表示为：

$$u_0=\cos(pt+kx), \tag{6.17}$$

$$u'=\sqrt{\frac{R^2+S^2}{P^2+Q^2}}\cos k'(x+l)\cos\left(pt+\mathrm{tg}^{-1}\frac{S}{R}-\mathrm{tg}^{-1}\frac{Q}{P}\right). \tag{6.18}$$

式中，

$$\left.\begin{aligned}
&P=2R\cos k'l+\frac{3\mu'e}{\mu l}Mk'l\sin k'l,\\
&Q=2S\cos k'l+\frac{3\mu'\varepsilon}{\mu l}Nk'l\sin k'l,\\
&R=3\left(\frac{\lambda}{\mu}+2\right)+\nu(k'l)^2\left(\frac{\lambda}{\mu}-3\sqrt{\frac{\lambda}{\mu}+2}\right),\\
&S=\sqrt{\nu}(k'l)\left\{3\left(\frac{\lambda}{\mu}+2+\sqrt{\frac{\lambda}{\mu}+2}\right)+\nu(k'l)^2\left(\sqrt{\frac{\lambda}{\mu}+2}-2\right)\right\},\\
&M=\left(\frac{2\lambda}{\mu}+5\right)-\nu(k'l)^2,\\
&N=\sqrt{\nu}(k'l)\left(2\sqrt{\frac{\lambda}{\mu}+2}+1\right),\\
&\nu=\frac{\rho\mu'e^2}{\rho'\mu l^2}.
\end{aligned}\right\} \tag{6.19}$$

图 6-14 和 6-15 表示用式(6.18) 和(6.19) 进行数值计算的实例。在这些图中，地基物质的泊松比假设为 1/4(即$\lambda=\mu$)，$\rho=\rho'$。图 6-14 说明结构刚度μ'与地基刚度μ之比和$e/l=2,1/5,1/10$三种情况下共振时结构的最大应力之间的关系，其中，e 为假设的半球基础的半径，l 是结构的高度。

刚度比μ'/μ与上述三种情况下结构共振时应力达到最大值的

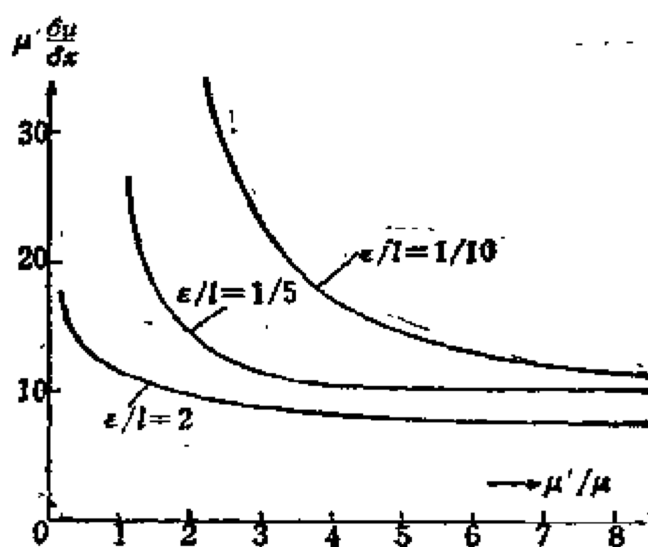


图 6-14 结构与地基的刚度比和共振时结构的最大应力的关系

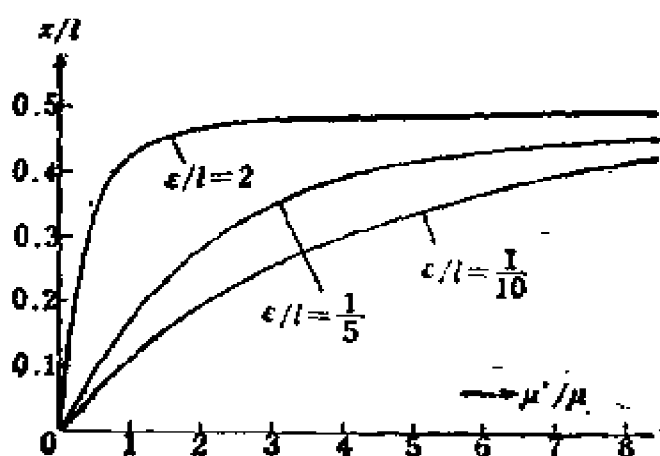


图 6-15 结构与地基的刚度比与结构共振时应力达最大值的高度(x)的关系

高度之间的关系示于图 6-15。从图 6-14 显见，在同类地基上，结构刚度越大，共振时结构中的应变越小。同样，地基越软，相同结构中的应变越小。这表明，在结构较刚、地基较软的情况下，地震时由振动能量耗散引起的振动阻尼是比较大的。

这种阻尼占结构振动阻尼的大部份这一事实将在 6.4 节讨论。定性看来，图 6-9 所示结果与上述理论结果非常一致，而且与砖结构物在实际地震中的破损统计也不矛盾(见图 7-25)。图 6-15 表明，建筑物的刚度越大，或地基的刚度越小，共振时结构受最大应力的点越高。简言之，地震时，刚性地基上的结构，下部易遭破坏，而柔性地基上的结构，上部易受破坏。这似乎表明，大应变实际发生在未考虑耗散的静力学和动力学难以预料的地点。这与图 7-28 和 7-29 所示的地震破损统计也不矛盾。

将这种耗散理论的结果应用于实际建筑物[6]和桥梁振动问题[7]，虽说是定性的，但与实际结果很符合。

为了解释浦贺海峡地震(1922) 和关东大地震(1923) 时东京的丸之内和其它建筑物地面以上几个楼层的破损，曾做过各种试验，包括结构的自由振动，高阶谐振或其它振动形式，但是在考虑各种扰动的等效可能性时，它们中的任何一个都不能令人满意。然而，当应用耗散理论时，上述现象就可以得到很好的解释。由于实际结构的基础条件比较复杂，要根据这种理论对实际结构得出定量的结果是比较困难的，但是将这种理论发展成实用的方程式，并不是不可能的。

6.4 弹性波多重反射理论的应用

在某些建筑物和大坝的顶部和底部(往往是地面) 同时观测得到的地震图与应用弹性波多重反射理论方程式(5.44) 所得到的计算波形之间的比较示于图 6-16—6-19。

这里所说的计算波形(各图中最下一条曲线)是各结构顶部所

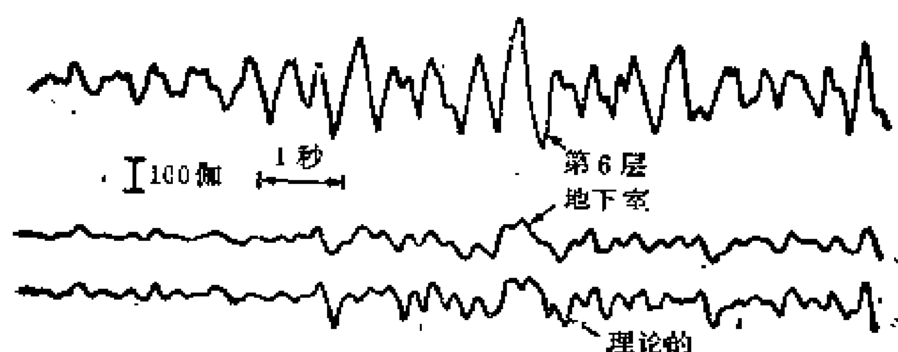


图 6-16 有地下室的六层钢筋混凝土建筑的实例

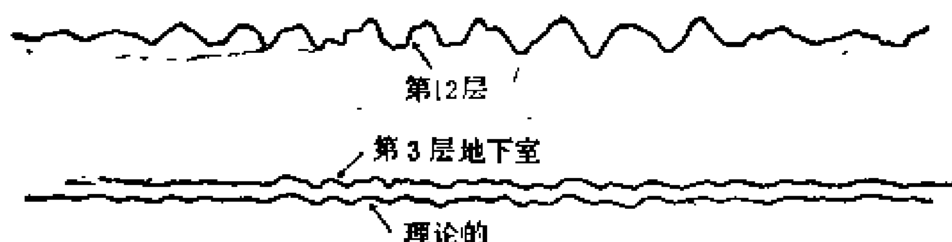


图 6-17 有三层地下室的十二层钢框架钢筋混凝土建筑的实例

观测到的波形的 1/2 与移动结构固有周期 1/2 的同一波形迭加后得到的。从理论上说，这构成了结构底部[见式(5.44)]的地震动波形(各图中间的曲线)。

图 6-16—6-19 表明，各建筑物和大坝的计算波形与观测的

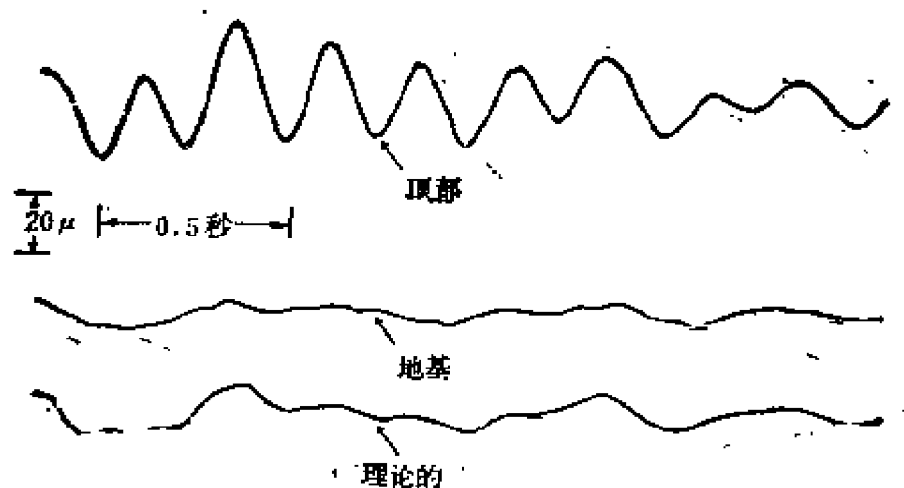


图 6-18 上椎叶坝(拱坝)的实例

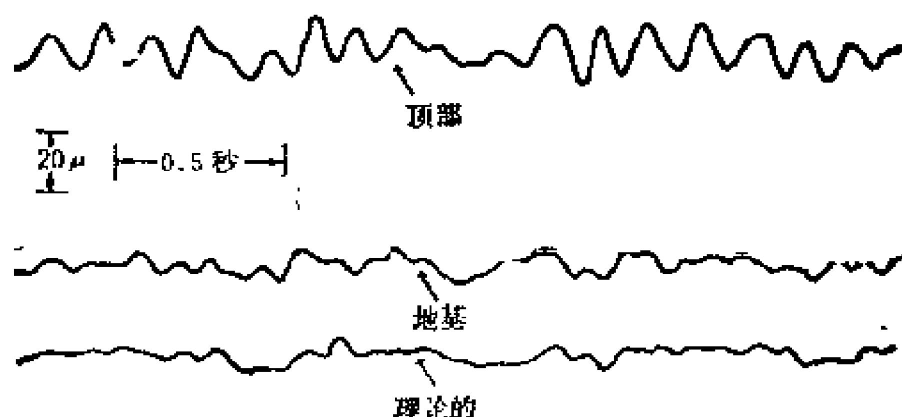


图 6-19 塚原坝(重力坝) 的实例

地震图非常一致。这一事实证明，地震时结构的运动近似于地震波从底部进入结构，其中一部份能量从底部耗散到地基中，在结构的顶部和底部之间无限重复反射波。还进一步证明，由于在推导式(5.44) 的计算中完全忽略了结构本身的阻尼，因此，计算波形和观测的地震图非常一致这一事实似乎表明，地震时建筑物和大坝的大部份振动阻尼发生在结构与地基的接触面处。

参 考 文 献

[1] Lewis, F. M.: Vibration during acceleration through a critical speed. *Trans. Amer Soc. Mech. Engg.*, **54**, 253(1932).

[2] Ohsaki, Y.: The use of jet reaction for dynamic test of building. *Trans. Archit. Inst. Japan*, **142**, 9(1967).

[3] Saita, T.: Experiments in the vibration and destruction of a wooden dwelling house. *Bull. Earthq Res. Inst.*, **17**, 152 (1939).

[4] Suzuki, M.: Study of the aseismic properties of wooden buildings. Doctoral Thesis. (University of Tokyo, 1961).

Kanai, K. and Suzuki, T.: Experimental study of vib-

rations of structures caused by after-shocks of Imaichi Earthquake of December 26,1949. *Bull. Earthq. Res. Inst.*, **28**, 465 (1950).

[5] Tsuboi, C. and Miyamura, S.: Direkte messungen der-verbiegung eines hölzornen gebäudes beim beben. *Bull. Earthq. Res. Inst.*, **20**,**231**(1942).

[6] Sezawa, K. and Kanai, K.: Energy dissipation in seismic vibration of an eightstoried structure. *Bull. Earthq. Res. Inst.*, **14**,514(1936).

[7] Sezawa, K. and Kanai, K.: Energy dissipation in the vibration of a bridge. I, II. *Bull. Earthq. Res. Inst.*, **15**,385,590(1937).

第七章　震害和底土

7.1 引　　言

从本世纪初叶起，当地震现象得到科学地检验以来，就知道建筑物的破坏与底土(或地基)的性质之间存在着密切的关系。这种关系被表述为："地基差的地方地震破坏严重"。然而，随着震害与地震动特性之间关系的系统研究的进展，震害与地基特性关系间的真正复杂性才显露出来。让我们简单回顾一下这个揭示过程。

开始曾认为，形状简单的物体，如墓碑，在地震中倾倒时，其底宽与高度之比的下限和受地震破坏的结构物的百分数之间存在着很好的对应关系。并认为这个下限值等价于地震动的最大水平加速度。图 7-1 示出木房屋的倒塌百分数(%)与地震动的最大水平加速度的关系：图中的(I)是大森房吉(Omori)根据浓尾地震(1891)的资料得出的；(II)是今村明恒(Imamura)根据秋田仙北地震(1914)的资料得出的，(III)是物部长穗(Mononobe)利用经验公式计算的。

这种想法的基础之一是，墓碑的倾倒或房屋的破坏是由大小等于它的质量乘以地震动加速度的力静止地作用于它的重心上而引起的。另一个基础是当时的长周期地震仪的记录（没有其它类型地震仪可用）表明，在软地基上地震振动较大。还认为，底土的性质主要与沉积层的年代和厚度有关。

后来，在短周期地震仪发明以后，在东京和横滨的各类地基上进行了地震的对比观测。结果表明，"差的"底土中的加速度不

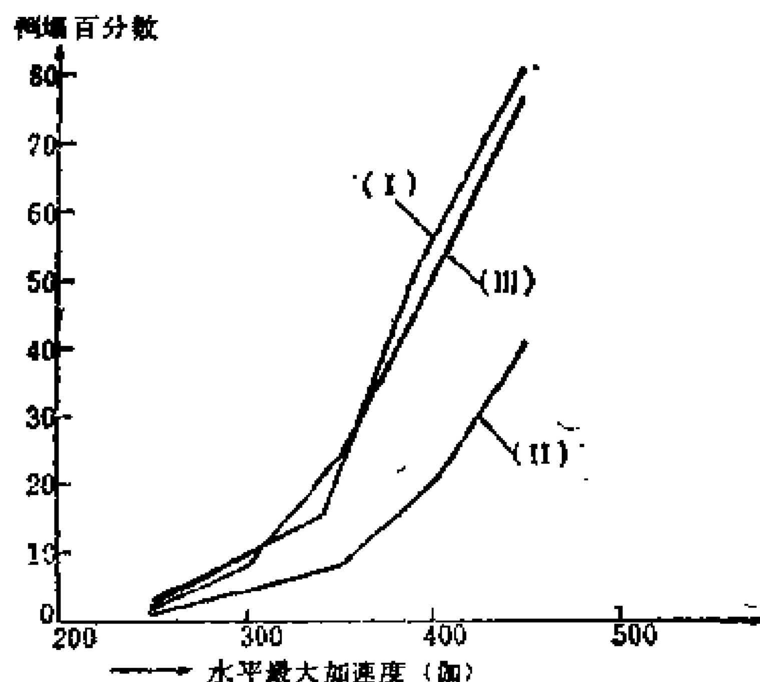


图 7-1　木房屋倒塌率与最大加速度

一定比“好的”底土中的加速度大。并进一步查明，在各类地基的地震动中，某些周期的波是卓越的，而且对每一类地基这种周期都有特定的数值。由此又产生了一个想法，即当地震动的卓越周期与结构(例如房屋)的固有周期相近时，就发生类似共振的现象，而且震害增大。

大约在同一时期，开始怀疑非木质建筑物的震害与地基类型之间的关系，因为这种关系与木结构的相应关系完全不同。这种怀疑源于统计结果，统计表明地基类型似乎并不影响钢筋混凝土结构的破损程度。此外，仓库(泥浆库房)和砖建筑的破损率在软土上较低，这与木房屋的情形完全相反。如果把振动实验（模型结构放置在振动台上）结果应用于地震时建筑物的实际振动，就必须考虑一些新的因素，因为在实际地震时，建筑物与地基之间存在着能量交换。随着这种新的观点逐渐形成，研究者们日益注意到，在处理结构的抗震问题时，需要严格检验上部结构、基础和地基之间的复杂关系。

7.2 木房屋(日本旧式)

本节所谈的木房屋，主要是指具有镶榫结合、很少或没有斜撑并建在不适当基础上的日本旧式木房屋。因此把这里所得出的全部结论应用于现代木房屋是不恰当的。

A. 底土的危险度

为了研究建筑在不同类型地基上的结构的震害差别，首先要消除震中距的影响。然后，在主要由洪积层构成的地基为标准底土的假设下，研究了震害指数 K_c(完全破坏的房屋数加上部份破坏房屋数的半数，除以房屋的总数，用%表示)和全破坏率 Y_c(%)与震中距 Δ(公里)的关系，并得到如下方程式：

东海地震(1944)[1]：$K_c = 13 \times e^{-0.038\Delta}$； (7.1)

三河地震(1945)[2]：$K_c = 59.8 \times e^{-0.0986\Delta}$； (7.2)

福井地震(1948)[3]：

$Y_c = 1800 \times \Delta^{-2.26}$ (Δ自震中算起)

$= 99.0 \times \Delta^{-2.32}$ (Δ自一条长8公里的断层算起) (7.3)

根据福井地震的震害，计算了不同类型底土的危险度，示于表7-1。该结果是对震中距做了适当校正之后得到的[4]。

表 7-1 福井地震(1948)中木房屋的震害

地基	冲积土	山坡	砂丘	丘陵
地基危险度	1.0	0.6	1.0	0.4

正如关东大地震时(1923)在横滨以及东海地震时(1944)在清水的例子所看到的，砂地基上的震害比冲积土上的震害要轻。然而，在福井地震(1948)中，砂土上的房屋破坏几乎与冲积土上的房屋破坏相等。如同从鸟取地震(1943)以及其它地震时的震害所推

测的那样，砂土上的基础容易产生不均匀沉陷。因此，砂上上房屋的震害主要受控于房屋建筑的好坏。

理想的是，对于历史地震以及未来地震，同一地点有相等的地基危险度。然而，从爱知县在东海(1944)地震和三河(1945)地震中由房屋损坏得到的地基危险度来看，从三河地震和东海地震算得的同一地方的地基危险度之间的差别是很大的。由此推测：地震动较大，冲积层上的地基危险度也会增大[5]。但是由于东海地震之后紧接着发生了三河地震，所以影响这两次地震的地基危险度的因素之一，可能是前一次东海地震(战争期间)造成的房屋震害在下一次地震冲击时还没有修复。

B. 冲积层厚度与木房屋震害的关系

关东大地震时旧东京城的房屋破坏率和横滨城北部和南部平原的震害与冲积层的厚度间的关系分别示于图 7-2[6]和图 7-3[7]。在东京，冲积层超过 20 米或 20 米左右的地方总破坏率急剧增加，而在横滨，当冲积层超过 30 米时，震害指数的增长率却缓慢下降。在理论上来说，地表振幅与表层厚度的关系或者接近于

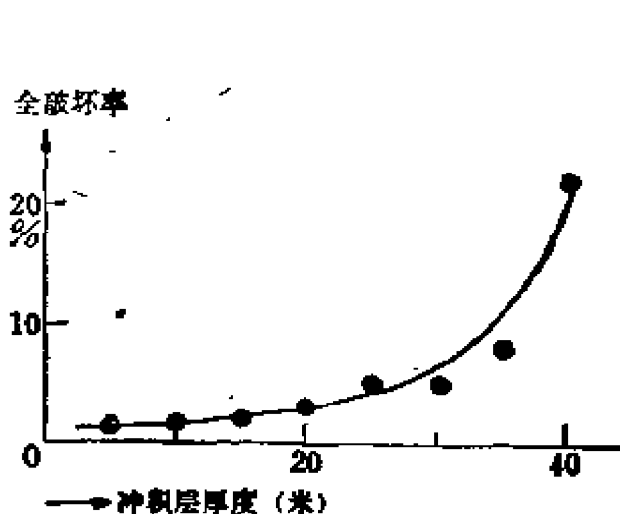


图 7-2 关东大地震(1923)时旧东京城木房屋全破坏率与冲积层厚度[6]

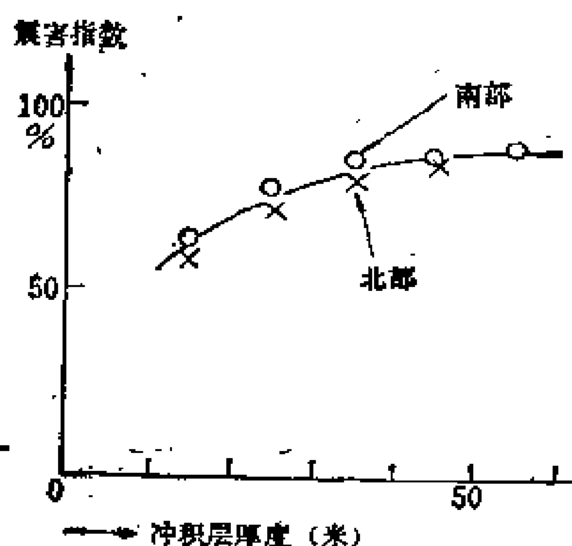


图 7-3 关东大地震时横滨城木房屋震害指数与冲积层厚度[7]

东京的结果，或者接近于横滨的结果，这取决于表层和底层的弹性和粘滞性的取值。一般地说，表层的弹性越小，计及表层的厚度，地表振幅的增长率越大。图 7-4 示出东海地震(1944)时名古屋的港区和热田区的房屋震害与冲积层厚度的关系。图 7-5 给出福井地震(1948)后木房屋的全破坏率与井深（被认为是冲积层的深度)的关系。此图表明，除井浅的地方以外，一些地方有很大的全破坏率。对这种相互矛盾的证据的解释是，有些井并没有达到基岩的地下水位处[8]。

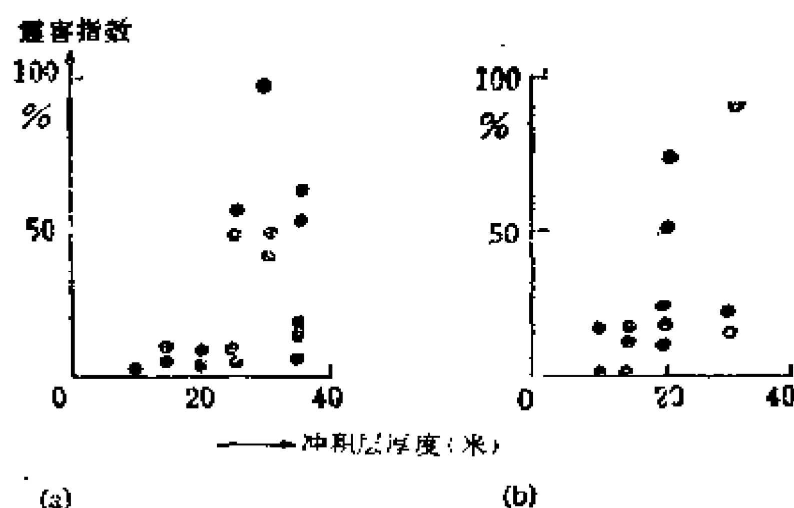


图 7-4　东海地震(1944)时名古屋城木房屋的震害指数[7]

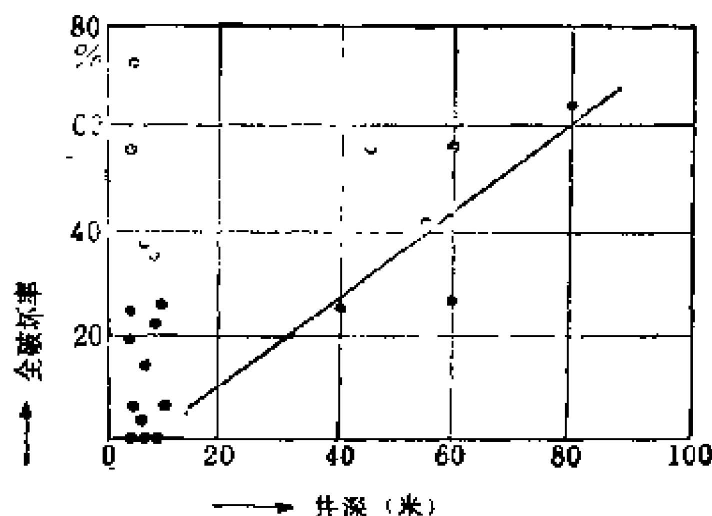


图 7-5　福井地震造成的木房屋的全破坏率与井深的关系

C. 表层厚度与木房屋震害间的关系

1923年关东大地震后，出现了一个令人感兴趣的事实。在横滨，南部平原(冲积层较厚)的表层厚度对震害指数影响较小，而在北部平原(冲积层没那样厚)，表层厚的地方震害指数较大(见图7-6)。在名古屋(1944年东海地震)表层厚度与震害间的关系类似于冲积层厚度与震害间的关系。这就归结为一个假定，表土层厚度与冲积层厚度成正比[9][见图7-7]。近年来由于S波速度的测量已比较简易了，故这个问题在不久的将来即可解决。

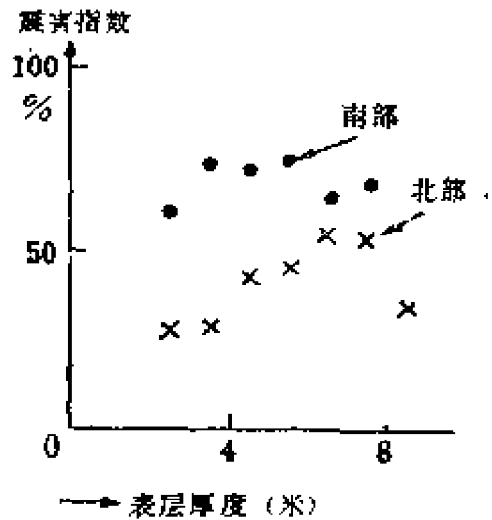


图 7-6 关东大地震时横滨城木房屋震害指数[7]

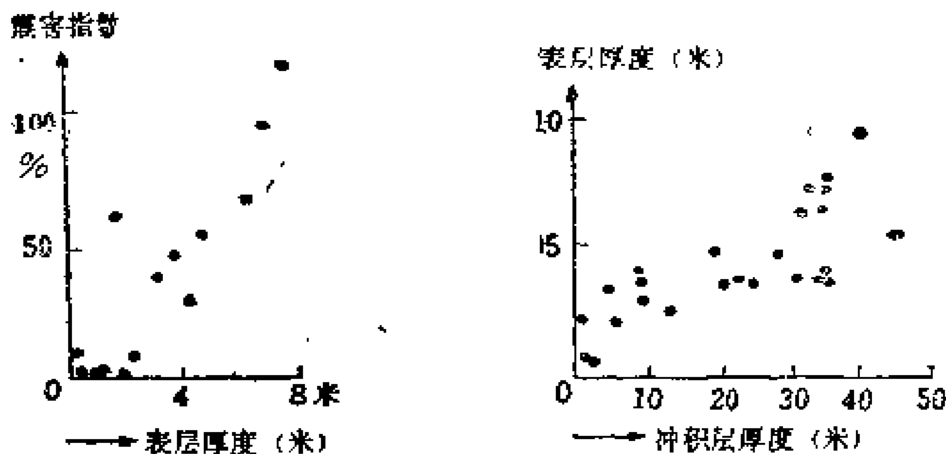


图 7-7 东海地震时名古屋城港区木房屋震害指数与表土和冲积层厚度[7]的关系

还应指出，以砾石为主的干河床的震害较轻，而水量充足的河流附近以及由粘土或细砂沉积层组成的河流盆地的震害较重。某些研究结果支持了如下看法：1944年东海地震时，天龙川和安倍河岸上的木房屋震害较轻是由于河床干涸，而太田川和To-

moe 河岸上的房屋遭受较大震害是由河床状况造成的[10]。

D. 弹性波性质和木房屋震害的关系

一些研究者已经利用地震探测结果来说明鸟取地震(1943)时鸟取城、东海地震(1944)时爱知县、南海地震(1946)时高知以及福井地震(1948)时福井的木房屋的震害[11]。在图7-8至图7-10中，V_P 和 V_L 分别代表 P 波和面波的传播速度。假设 V_L 接近 S 波的速度 V_S，如果 $V_P/V_L \approx 1.1\ V_P/V_S$，则 V_P/V_S 的增加表明介质的泊松比接近 1/2；换句话说，介质变得具有流体的性质。因此，V_P/V_S 较大的地方，房屋震害较重是由于地震动振幅较大及由此引起的基础不均匀沉陷。

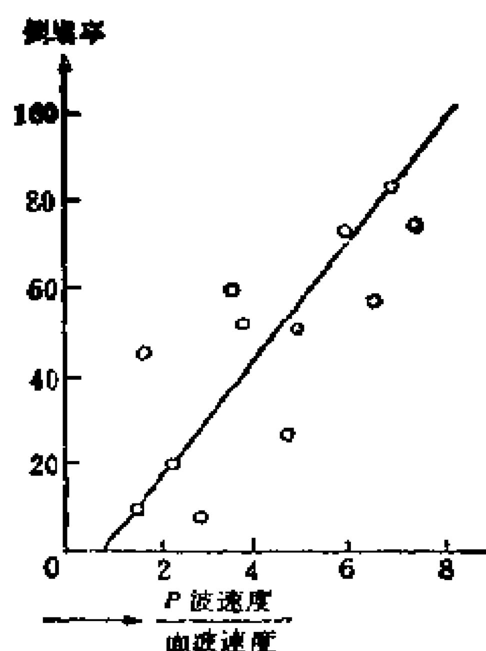


图 7-8 鸟取地震时鸟取城木房屋倒塌率与 V_P/V_L 的关系

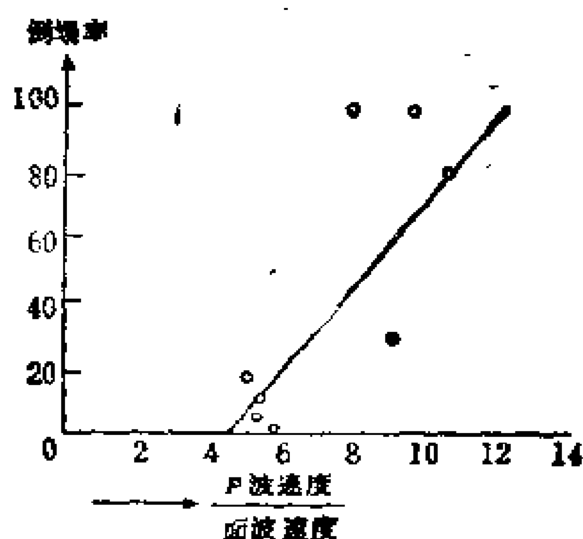
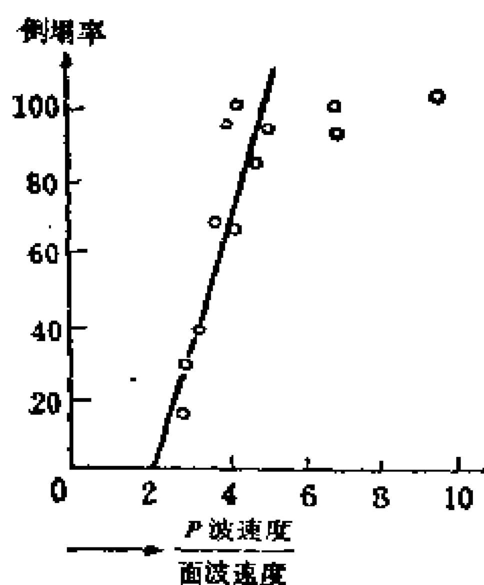


图 7-9 南海地震时高知城木房屋倒塌率与 V_P/V_L 的关系

E. 土的柔度和木房屋震害的关系

图 7-11 示出底土的柔度(用 300 公斤重的楔石机贯入 40 米所需的冲击数的倒数×1000)与关东大地震时东京木房屋全破坏率的关系。由图可见，地基越软，木房屋的震害越重。



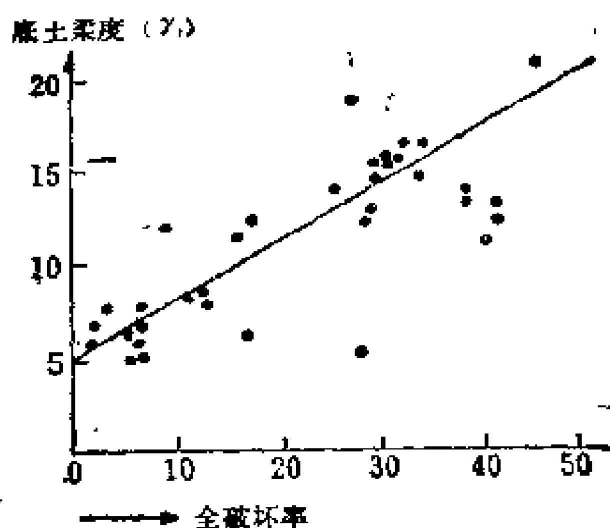


图 7-10 福井地震时福井城木房屋倒塌率与 V_P/V_L 的关系

图 7-11 关东大地震时旧东京城木房屋的全破坏率与土的柔度的关系

F. 脉动的性质与木房屋震害间的关系

图 7-12—图 7-15 示出在长野地震(1941)、东海地震(1944)、福井地震(1948)和新泻地震(1964)受灾区观测到的脉动卓越周期与农村(或乡镇)木房屋震害的关系。这些图表明，脉动卓越周期与木房屋震害指数间的关系曲线的峰值均位于约 0.4 秒周期处。

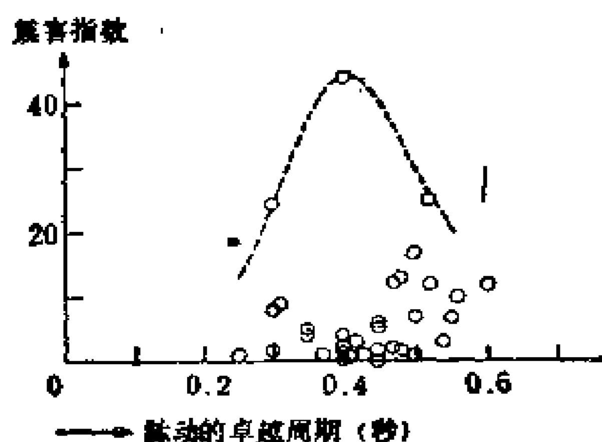


图 7-12 长野地震(1941)时木房屋的震害指数与脉动的卓越周期的关系

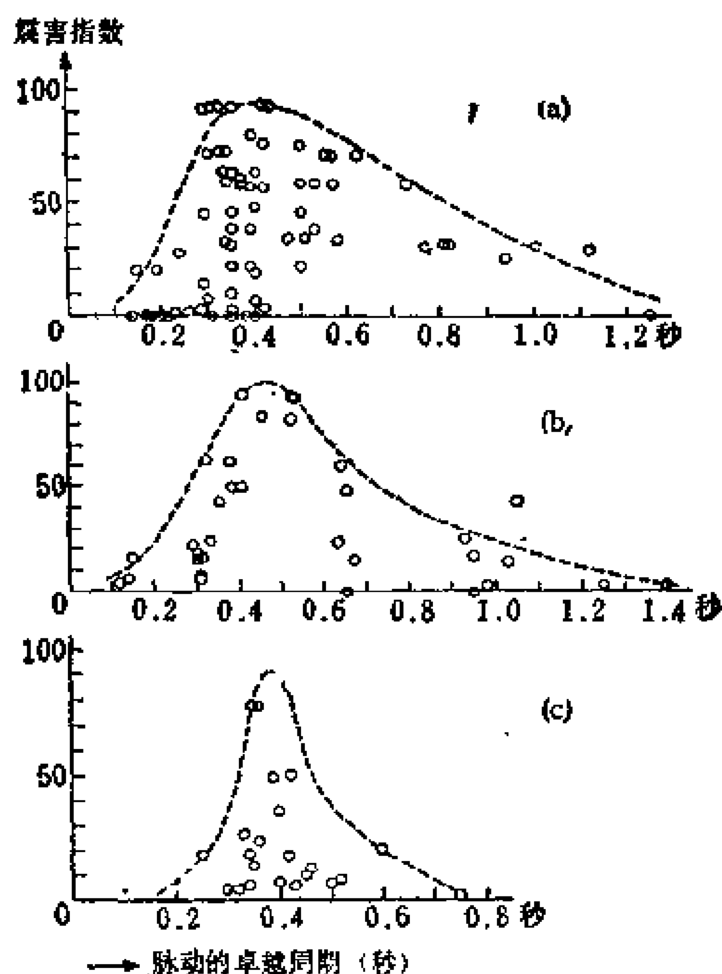


图 7-13　东海地震(1944)时木房屋震害指数与脉动的关系

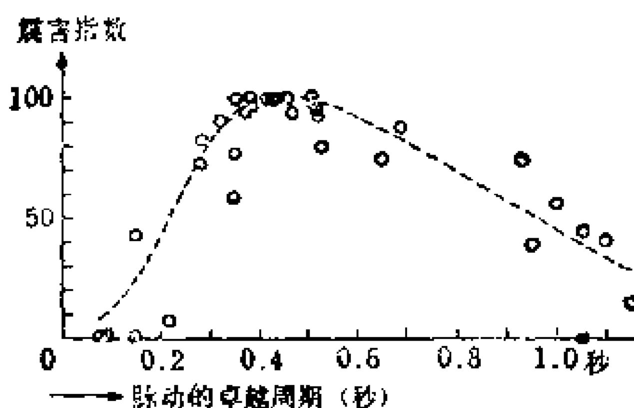


图 7-14　福井地震(1948)时木房屋震害指数与脉动卓越周期的关系

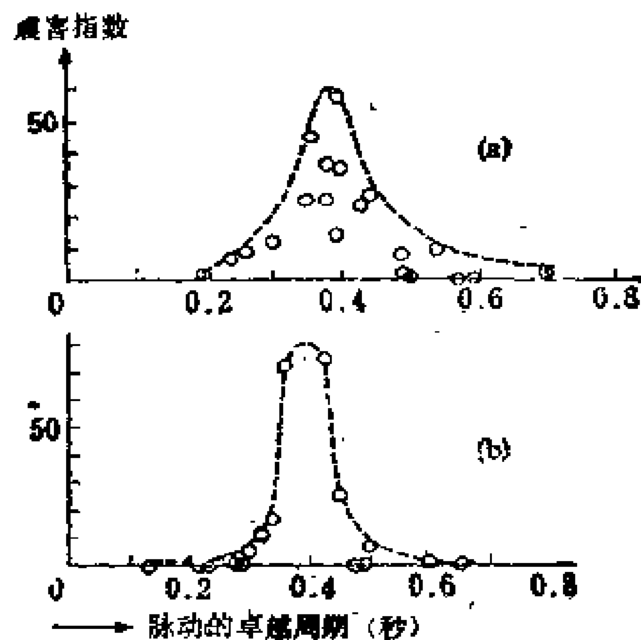


图 7-15　新潟地震时木房屋震害指数与脉动卓越周期的关系
(a) 敦贺市；　(b) 酒田市

这可以推测地解释为一种共振现象，因为木房屋(老式)的固有周期为 0.3—0 5 秒(图 6-3 所示)。

关东大地震时东京近郊区和市区内木房屋的震害与层数的关系示于图 7-16。根据此图，近郊区的震害以两层房屋为最大，而市区的震害随着层数的增加而增大，显示了近郊区和市区的明显差别。近郊区地震动的卓越周期(0.3—0.4 秒)与那里震害(两层房屋最大)的关系与前述四次地震的结果符合。此外，在市区震害随层数而增大的事实，可以解释为一种共振现象(如同近郊区的情况)，因为市区地震动的卓越周期是 0 5—1.0 秒。

图 7-17 和图 7-18 示出拟阻尼系数 h' 和木房屋震害指数间的关系，其中 h' 是假设脉动的频率-周期曲线为一条共振曲线而得到的。根据这两个图，甚至在脉动的卓越周期相同时，频率-周期曲线越平缓或越复杂(或周期范围越宽)，则震害越大。这些结果可以很容易地解释如下：随着振幅增大，木房屋的固有周期也越来越长[式(6.1)]。因此，建筑在频率-周期曲线陡峭(h'较小)

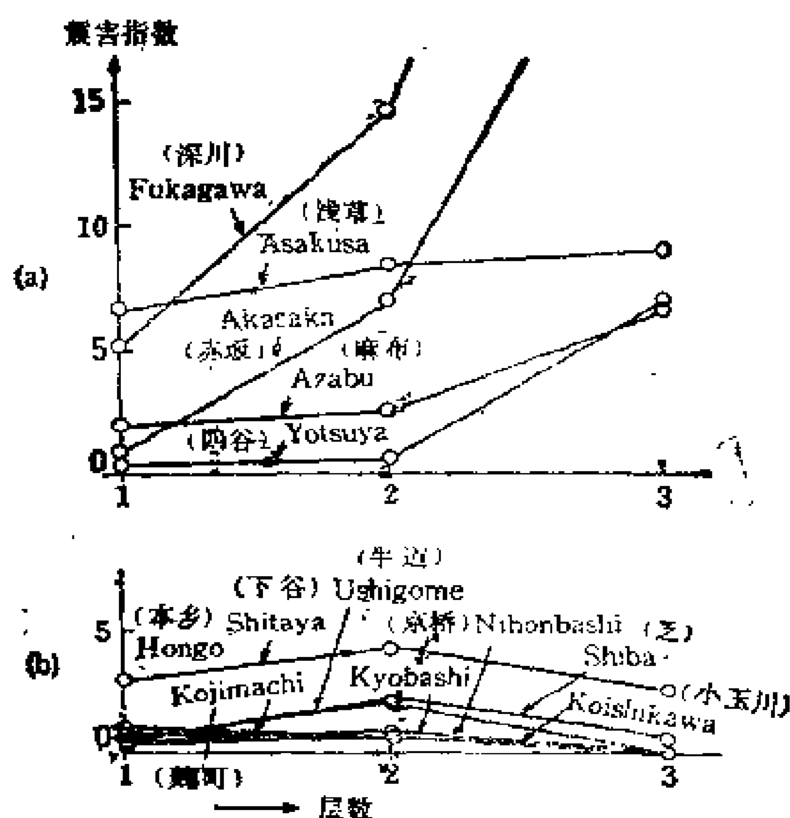


图 7-16 关东大地震时旧东京城木房屋震害指数与层数的关系（上图：市区；下图：近郊区）

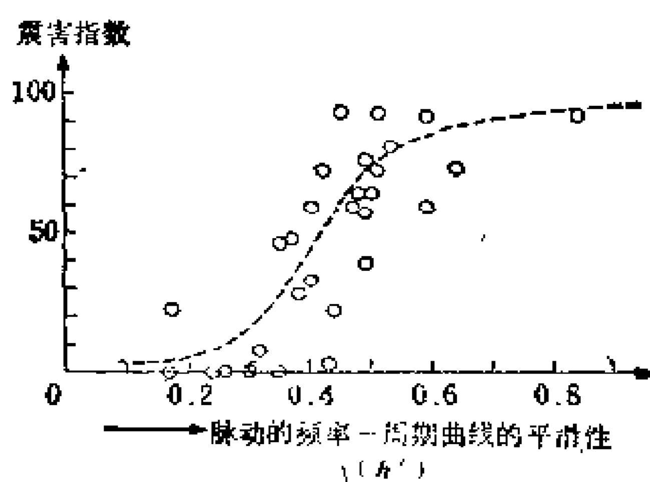


图 7-17 东海地震(1944)时菊川盆地木房屋震害指数与脉动的频率-周期曲线平滑性的关系

的地基上的房屋在地震时易于共振，但是当振动达到某一定点时，房屋的固有周期与强地震动的卓越周期就不再一致，因而它自身的运动就不再增大。然而，在频率-周期曲线平缓的地基上(h'较大)，随着房屋的固有周期变长，强震运动可能仍然与其同步，房屋的振动持续增大。

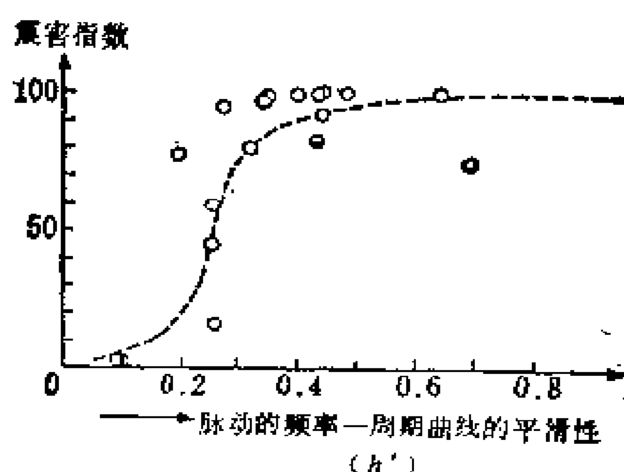


图 7-18　福井地震时(1948)木房屋震害指数与脉动的频率-周期曲线的平滑性的关系

由于具有平缓的或较复杂的频率曲线的地基比较软弱，因此，建在这种地基上的木房屋就处于双重不利的条件之下。又由于我们将在下节所讨论的原因，即建在软土上的木房屋易于因不均匀沉陷而损坏，所以可以认为这种房屋处于三重不利的条件之下。

G. 不均匀沉陷产生的木房屋震害

软弱地基上木房屋的震害研究查明，在很多情况下，震害是由不均匀沉陷造成的。大多数古老的震害记载对此都有过介绍。鸟取地震(1943)时建在砂土上的构结物的广泛破坏，福井地震(1948)时北潟湖地区以及新潟地震(1946)时新潟城的震害都是不均匀沉陷造成破坏的最著名的例子。如图 7-12 至 7-15 所示，新潟地震引起的酒田和鹤冈的震害(图 7-15)与其它地震所造成的震害是类似的。可是新潟城的震害表明，它与脉动的卓越周期没有多大关系(图 7-19)，这说明不均匀沉陷是该城震害的主要原因。

图 7-20 示出建在硬地基和软地基上的房屋完全破坏和部份破坏具有相同比例的乡镇和农村的概况。对于每个乡镇和农村，这些结果是根据明治年代以来的震害资料得出的。由图可见，在硬地基的情况下，完全破坏与部份破坏的房屋比例为 2:1 的乡镇



图 7-19 新潟地震(1964)时新泻城木房屋震害指数与脉动卓越周期的关系

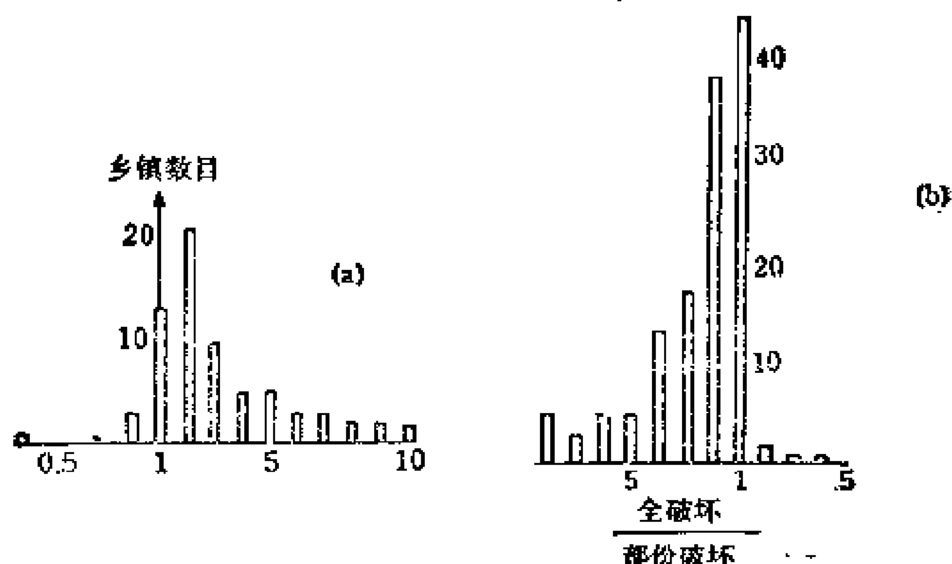


图 7-20 木房屋震害的历史记录
(a) 硬地基；(b) 软地基

数目很大。另一方面，在软地基的情况下，完全破坏比部份破坏的房屋要多的乡镇只有极少数。这些结果似乎显示了仅用镶榫接头来连接水平梁和垂直梁的旧式房屋的软弱性。由于地震动引起软地基的不均匀沉陷，使得榫接头脱位或折断，在某些情况下导致完全破坏。然而，地震动本身并未强烈得足以破坏房屋，它通常仅限于造成局部破损。

关东大地震时，旧东京城各区完全破坏与部份破坏的木房屋的比例示于表 7-2。

北伊豆地震(1930)和东海地震(1944)造成的震害分别示于图

表 7-2 关东大地震时旧东京城中受火灾以外地区遭受震害的木房屋数量

区		冲积层			洪积层和第三纪地层		
现在	过去	完全破坏	部份破坏	完全破坏/部份破坏	完全破坏	部份破坏	完全破坏/部份破坏
千代田	麹町	61	46	1.3	259	43	6.0
	神田	1204	561	2.1	—	—	—
中央	日本桥	28	175	0.2	—	—	—
	京桥	47	38	1.2	34	15	2.3
港	赤坂	172	122	1.4	—	—	—
台东	下谷	480	493	1.0	102	26	3.9
	浅草	1967	1821	1.1	22	9	2.4
隅田	本所	4426	4712	0.9	—	—	—
湖东	深川	2064	1689	1.2	—	—	—
新宿	牛込	66	132	0.5	—	—	—
文京	本乡	36	50	0.7	14	3	4.7
总数		10551	9809	1.1	431	96	4.5

7-21 和 7-22。这些结果表明，在冲积层上，部份破坏的房屋的比例比较大，而在洪积层和第三纪地层上，全破坏的房屋的比例相当大。

表 7-2 中的结果不仅仅是一个孤立的例子。在所有有资料的过去地震中，遭受地震破坏的老式木房屋的数目，在软土上的都比在硬土上的大。可以说明这个结果的两个因素是：第一，如前所述，建于软地基上的老式木房屋容易为不均匀沉陷所破坏；第二由于地震动有较宽的周期范围（并不是由于它在底上中较强烈），木结构的固有周期可能与地震动的固有周期同步（如图 5-14 中频率-周期曲线所看到的），后者转而引起较大的持续振动。这种同步现象甚至在固有周期增大之后，仍然持续，从而引起结构较大的损害。在日本，历史地震的统计中几乎都包括老式房屋，因此在用这些统计结果来解释强震动的特性时，必须格外谨慎。

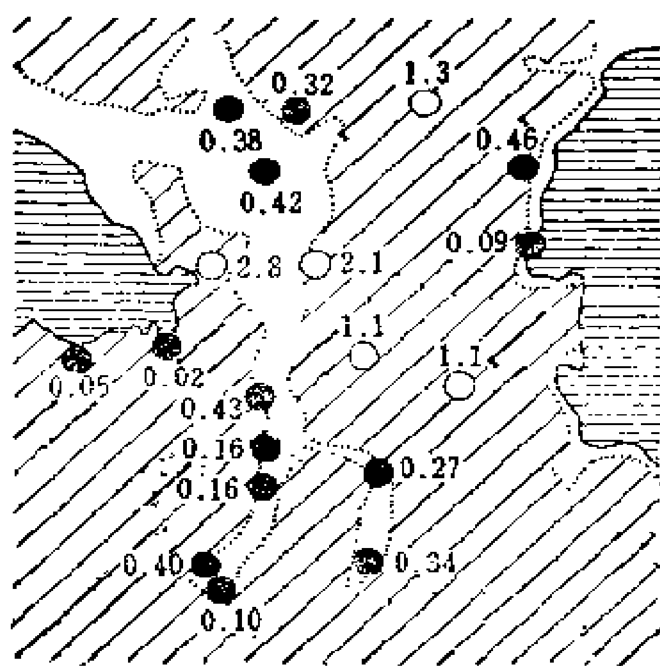


图 7-21　北伊豆地震(1930)时全破坏与部分破坏木房屋的比例

空白区：冲积层；　斜线区：洪积层与第三纪地层

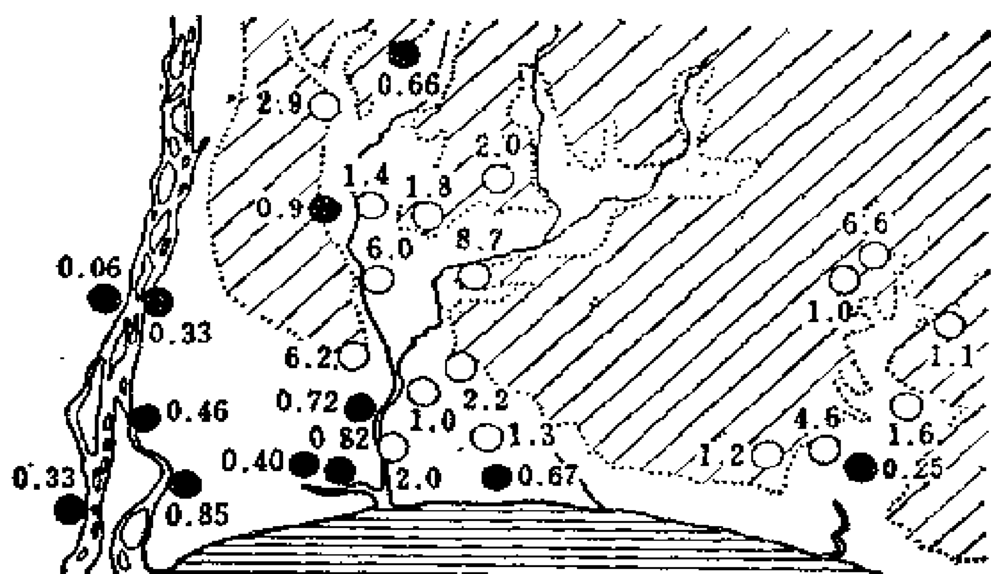


图 7-22　东海地震(1944)时，全破坏与部分破坏的木房屋的比例

空白区：冲积层；斜线区：洪积层和第三纪地层

在这里还要说明的是，在少数情况下，由于不均匀沉陷使木房屋倒塌造成伤亡的可能性比由振动本身引起的房屋倒塌而造成伤亡的可能性大几倍。例如，南海地震(1946)时高知县的五个乡镇，倒塌房屋(被认为主要由振动产生的)与死亡的比例是467:33，或约为14:1。另一方面，在同县的另外六个乡镇，倒塌房屋(主要由不均匀沉陷引起的)与死亡的比例是2356:458，或约为5:1。这表明，由不均匀沉陷造成破坏地区的死亡人数约为由振动造成房屋破坏地区的3倍。

此外，根据东海地震(1944)时工厂震害的类似统计以及认为主要由振动产生的天龙川盆地和知多半岛西海岸的震害中，上述比例是每1000坪(3140平方米)死亡1人，而认为主要是由不均匀沉陷产生震害的名古屋南部和滨松地区，该比值是每100坪(314平方米)死1人，增加了10倍。这种结果可以用多种原因说明，但是几乎可以肯定它们都与可以觉察的震动程度有关。根据访问记录，在上述地震以及新潟地震(1964)时，住在不均匀沉陷震害地区的人们，似乎并没感受到很强烈的振动。新潟地震时甚至在沉没到地基中或倾斜的房屋中的人们也并没有被迫外逃，因为他们并没有意识到地震的严重性，一直到地震结束时他们还呆在房间里。

H．木房屋的倒塌方向

很久以来，人们就再三试图根据房屋的倒塌方向来估算地震动的主要动力分量。就长野地震(1941)对这个问题的详细研究揭示了如下结果[15]：震区多数房屋前面很少有墙，后面和侧面有墙。这种房屋有50%以上向前倒塌。非向前倒塌房屋的统计表明，在每个乡镇和农村，这种房屋大多数都朝震中同一方向倒塌(见图7-23)。此外，这些方向与四侧刚度无明显差别的仓库(泥浆库房)和谷仓的倒塌和滑移方向一致。根据这些事实可以直观地假设，房屋的倒塌是由冲击型的压缩波造成的。然而，在简单的模型实验中，不管与倒塌直接有关的运动方向如何，倒塌与初

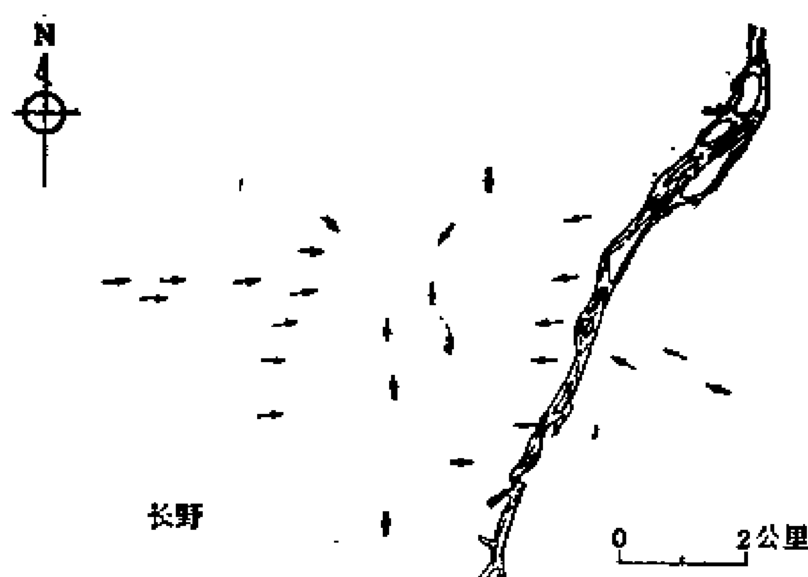


图 7-23 长野地震(1941)时乡村木房屋的倒塌方向

始振动方向一致。因此，这里的直观假设似乎还大有进一步检验的必要。

7.3 仓库(泥浆库房)

图 7-24 示出关东大地震时旧东京城附近的仓库与两层木房屋之间的震害比较[16]。根据此图，地基较硬的近郊区仓库的震害比地基软弱的市区仓库的震害要重，这与两层木房屋的结果完全相反。有两个论据说明这些事实。第一，象仓库这类比较刚性的重建筑物，当建在软地基上时，地震时发生摇摆振动，因此能量耗散到地基中。在这种情况下由于弹性振动比较小，所以不会很早发生破坏。另一个论据是，由于仓库的固有周期接近近郊区地震动的卓越周期，因而易于共振而引起广泛的破坏。

表 7-3 示出福井地震（1948）时福井县不同地基上仓库的震害，表中的"所有房屋"包括住房、仓库及可拆卸的结构。根据此表，与其它类型建筑物相比，在冲积层上的仓库，震害较轻，沿

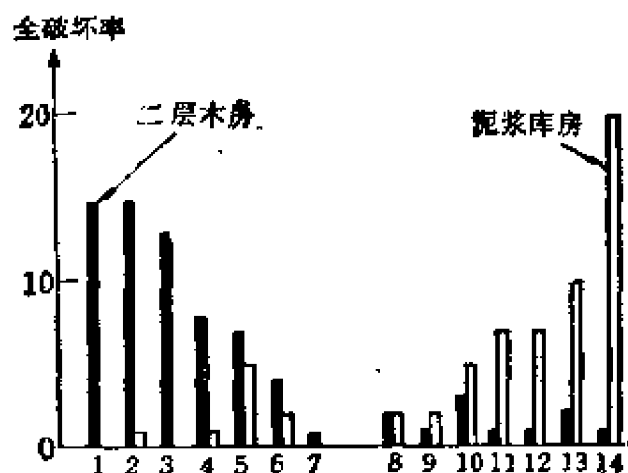


图 7-24 关东大地震时旧东京城的震害
1. 深川；2. 神田；3. 本所；4. 浅草；5. 赤坂；6. 下谷；
7. 京桥；8. 芝；9. 本乡；10. 麻布；11. 麹町；12. 小五川；
13. 牛込；14. 四谷

表 7-3 福井地震(1948)震害(根据 [3])

完全破坏率 \ 地基	冲积层	山 坡	沙 丘	丘 陵
仓库/所有房屋	0.96	1.19	0.57	1.28

山坡的稍重，在山区的相当重。换句话说，地基越硬，仓库的破坏越大。建在砂丘上的仓库震害较轻的原因在于它有相当对称的结构，从而避免了诸如不均匀沉陷造成的次生灾害。

7.4 砖、石和砌块结构

图 7-25 示出关东大地震时旧东京城中砖结构的震害指数与层数、地基类型的关系。由图可见，硬地基上的砖结构的震害指数明显很大，但震害指数随层数的变化并不明显。很多地震的灾害资料也报导过类似关系，如新西兰地震 (1855)[17]，长滩地震

(1933)[18]，阿萨姆地震*(1950)[19]，墨西哥地震（1957)[20]以及许多其它地震。图 7-26 示出长滩地震(1933）时软地基和硬地基上砖（石）建筑的倒塌率。虽然这些结果可以解释为：在软地基中，与建筑物基础相接触的土有破坏的趋势。但是这里更大的可能性是软弱地基中的振动力向地下耗散所产生的较大振动阻尼特性的作用。

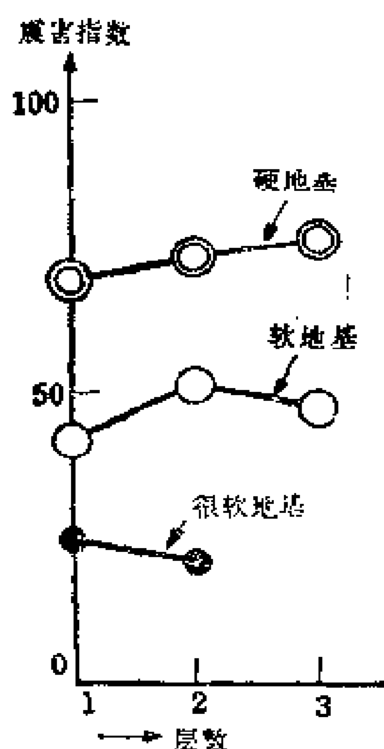


图 7-25 关东大地震时旧东京城砖建筑的震害指数

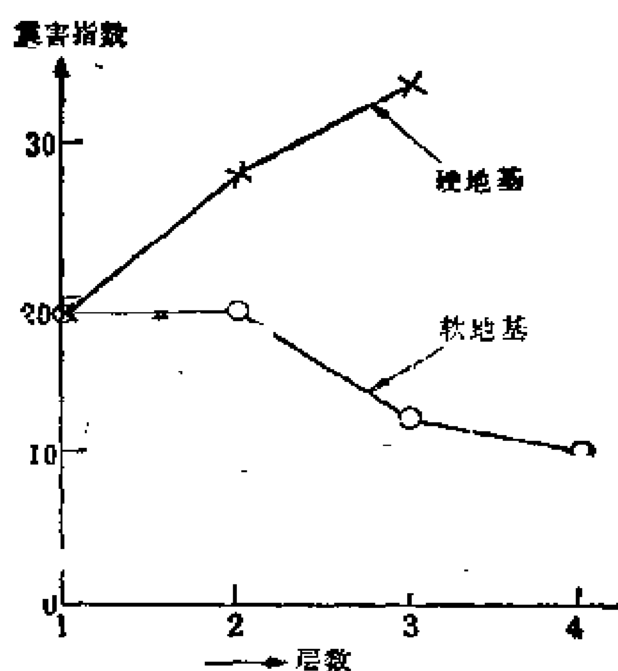


图 7-26 长滩地震(1933)时长滩地区砖(石)建筑的震害指数

7.5 钢筋混凝土和钢框架

钢筋混凝土建筑

A. 建筑物震害与底土条件的关系

在有关历史大震的资料中，关东大地震[21]的资料可能是用

* 即为我国的察隅地震。——译注

以对钢筋混凝土和钢框架钢筋混凝土建筑物震害进行统计研究的唯一资料。此外，旧金山地震(1906)[22]、福井地震 (1948)[23]、墨西哥地震 (1957)[24]、智利地震 (1960)[25]、斯科普里地震(1963)[26]、阿拉斯加地震(1964)[27]、新潟地震(1964)[28]以及其它地震的某些资料，虽然不够完整，但仍然可用。

表 7-4 示出关东大地震时旧东京城在软地基和硬地基上的钢筋混凝土建筑物震害的两个资料。该表底下的一组数字表明，硬地基上的结构破坏率几乎为软地基上的两倍。另一方面，表 7-4 的 A′和 B′[29]在两种地基类型中没有显示出大的差异。图 7-27 示出利用同一次地震的震害资料所得出的不同统计[30]。这三组资料有一点是一致的——弱地基上的钢筋混凝土建筑物的破坏率与

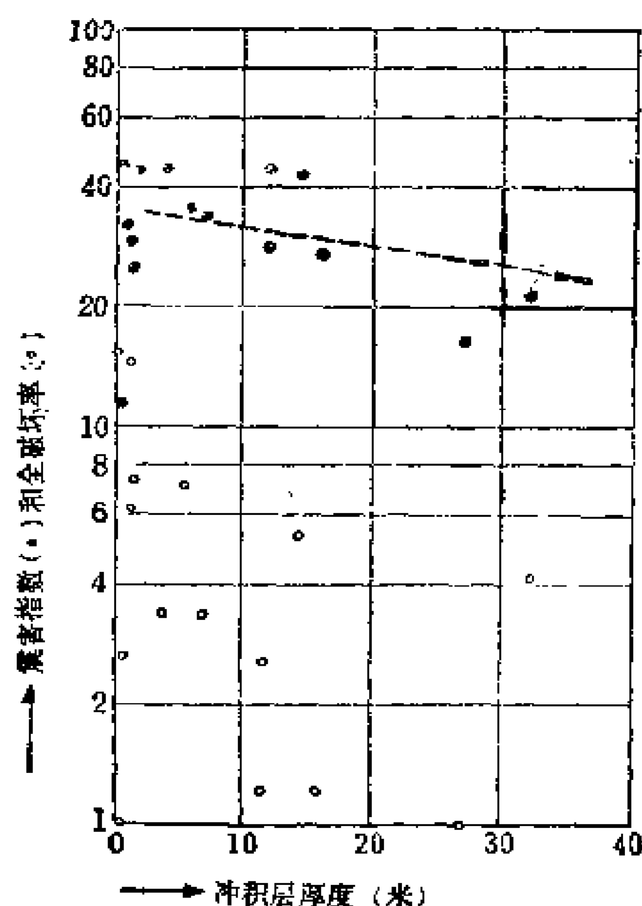


图 7-27 关东大地震时旧东京城内钢筋混凝土建筑的震害与冲积层厚度的关系[30]

表 7-4　关东大地震(1923)时旧东京城钢筋混凝土建筑的震害

区		软地基						硬地基					
		破坏数目		未破坏数目		破坏百分比		破坏数目		未破坏数目		破坏百分比	
现在	过去	(A)	(A′)	(B)	(B′)	$\frac{(A)\times 100}{(A)+(B)}$	$\frac{(A')\times 100}{(A')+(B')}$	(A)	(A′)	(B)	(B′)	$\frac{(A)\times 100}{(A)+(B)}$	$\frac{(A')\times 100}{(A')+(B')}$
江东	深川	7	10	43	20			—	—	—	—		
墨田	本所	2	7	29	22	11		—	—	—	—		
中央	京桥	13	26	52	47			7	—	10	—		
中央	日本桥	23	32	64	50			—	—	—	—	34	
千代田	神田	10	20	35	48			6	1	23	4		
太东	下谷	—	8	10	10			5	—	2	—		
太东	浅草	6	7	27	22	25		—	—	—	—		
港(区)	芝	8	12	13	11			3	1	4	1		
千代田	麹町	15	20	39	37			11	3	13	5		
文京	本乡	—	1	3	1			2	4	16	15	44	
文京	小石川	2	6	10	7			9	4	10	9		
新宿	牛込	—	4	—	1			8	3	3	2		
新宿	四谷	—	3	—	0			7	4	5	3		
港(区)	赤坂	—	3	2	0			4	3	6	6		
港(区)	麻布	—	—	—	—			2	3	2	9		
总计		91	159	327	277	22	36	64	26	94	54	41	33

(A)和(B): Kanai 给出，(A′)和(B′): G.Kitazaub 给出(根据[29])

硬地基上的相比并不特别高。根据理论研究结果[31]，建筑物的振动阻尼越大，产生震害的可能性越小。一旦某一部分开始破坏，它就急速地扩展。建筑物的大部分振动阻尼是振动能量向地下耗散引起的，而在软土中这种耗散较大。如果我们把这些因素与前述的理论成果结合起来，就可以很容易地理解建在不同类型地基上的建筑物震害的差别。

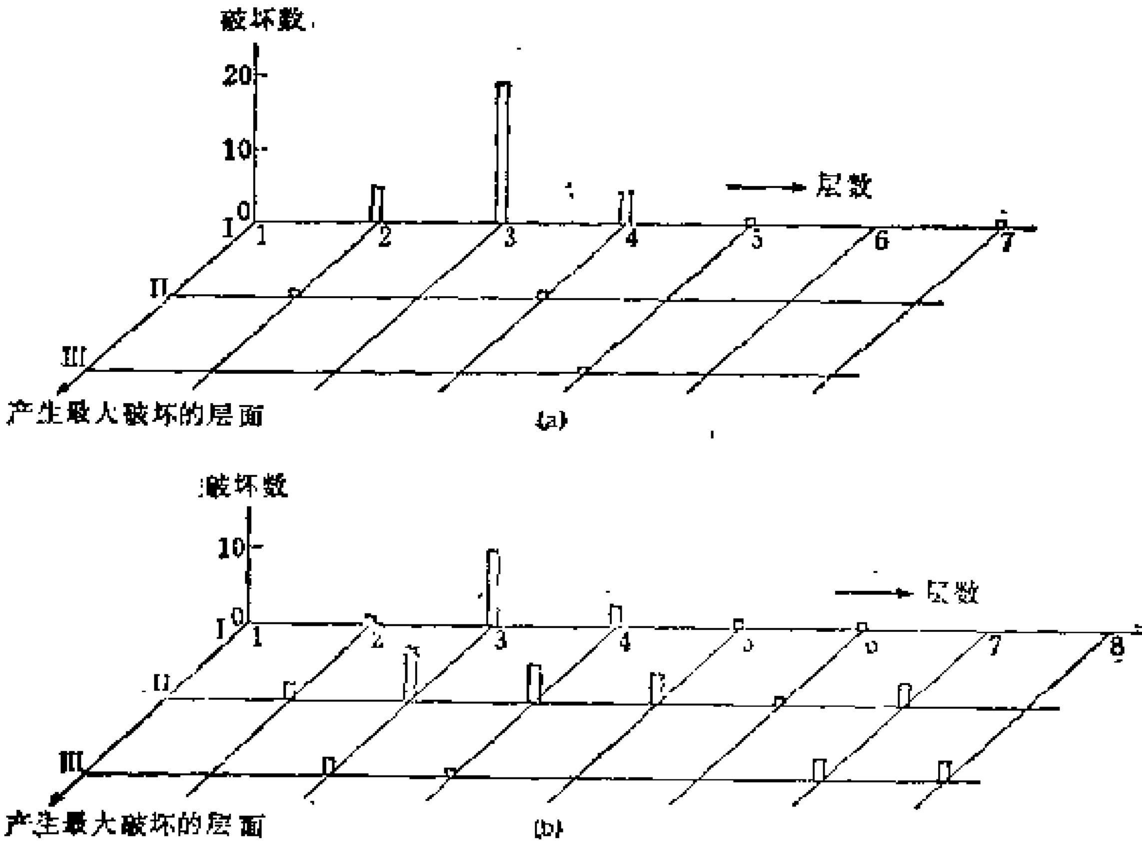


图 7-28 关东大地震时旧东京城钢筋混凝土建筑的震害
(a) 近郊区，(b) 市区

图 7-28 示出关东大地震时旧东京城钢筋混凝土建筑物各楼层震害与地基类型的简要资料。如图 7-28(a)所示，在多数情况下建在硬地基上的钢筋混凝土建筑物的震害，最底层最大。这个结果只用静力学的概念就可以解释。另一方面，图 7-28(b)表明，建在软地基上的钢筋混凝土建筑物的震害，最大的不一定在最底

层，而在第 2 层和第 3 层。为了解释这些资料，曾做过各种尝试，有人借助于建筑物的自激振荡，还有人考虑了高阶谐振或其它类型的振型[32]。应用振动能量耗散理论，可以解释建筑物的最大破坏不一定发生在最底层以及硬地基上的结构比软地基上的结构震害重（见图 6-14 和 6-15）这两个事实。在建筑物顶部和底部的强震图与这种理论的结果完全相符（见图 6-16 和 6-17）。

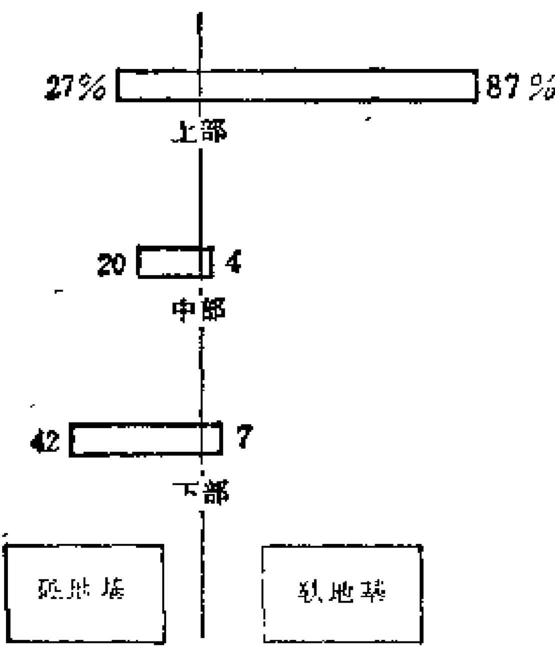


图 7-29　今市地震（1949）时石建筑和木骨架石建筑的震害

图 7-29 示出今市地震（1949）时遭受最大震害的石建筑或木骨架石建筑所在地基类型的研究结果。硬地基上有 42% 的建筑物在下部发生破坏，而软地基上有 87% 的建筑物在上部发生破坏。这个结果可以定性地证明上述论点。

表 7-5 示出东海地震（1944）时名古屋市初等学校建筑的破坏。两层建筑房瓦的破坏率是单层建筑的 1.5 倍，而对于单层和两层建筑来说，这个破坏率在近郊区和市区没有差别。第 1 层的

表 7-5　东海地震：名古屋市初等学校木建筑的震害

层　数	地　基	研究的建筑物数目	房瓦破坏百分比	柱、墙破坏百分比	
				第 1 层最大值	第 2 层最大值
2	硬（近郊区）	99	42	19	23
	软（市　区）	63	49	3	49
1	硬（近郊区）	44	35	53	—
	软（市　区）	41	32	27	—

柱墙破损在近郊区比市区大得多。相反，第2层的破损在市区大得多。简单地说，表7-5所示的统计结果与前文所讨论的关东大地震以及今市地震的结果在定性上看是一致的。

图7-30示出关东大地震时旧东京城钢筋混凝土建筑的震害与地基类型和层数的关系。从此图显见，近郊区（硬地基）中的钢筋混凝土建筑的震害，以四层建筑物为最严重。另一方面，在市区（软地基）由于八层以上的建筑物很少，所以曲线上升并不表明八层或八层以上建筑有最大的震害。不过，根据旧金山地震(1906)的统计判断，八至十层建筑很可能出现最大震害。

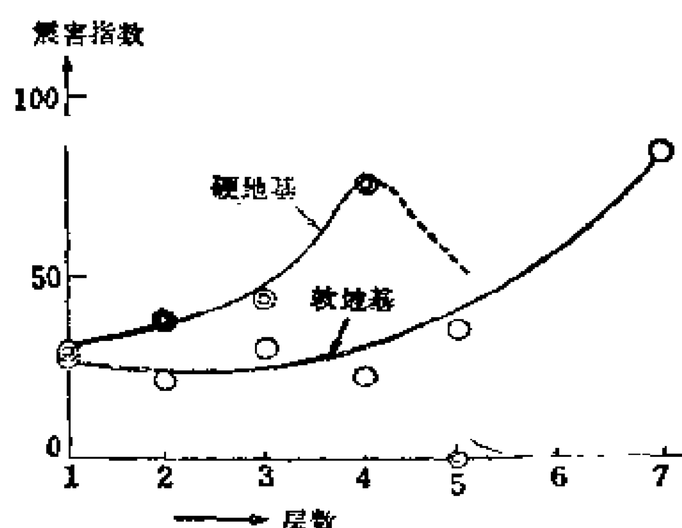


图 7-30　关东大地震时旧东京城钢筋混凝土建筑的震害指数

利用钢筋混凝土建筑物固有周期的经验方程式：T(秒)＝(0.07—0.09)×N(层数)，四层建筑物的固有周期是0.3—0.4秒，而八至十层建筑物则为0.6—0.9秒。这些数字与东京近郊区和市区地震动卓越周期的范围是一致的。这意味着，这类结构的震害也可以用共振现象来解释。

图7-31表示指数γ（用约300公斤重物贯入40米所需的锤击数的倒数×1000）与钢筋混凝土建筑物震害度的关系。地基软时γ值大，这个图证明地基越软震害越大。

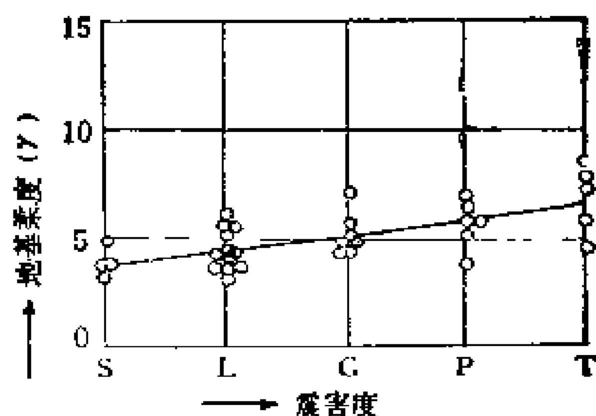


图 7-31　关东大地震：旧东京城钢筋混凝土建筑的震害度与地基柔度（γ）的关系

S：安全，L：轻微损坏，C：严重损坏，P：部份破坏，T：全破坏

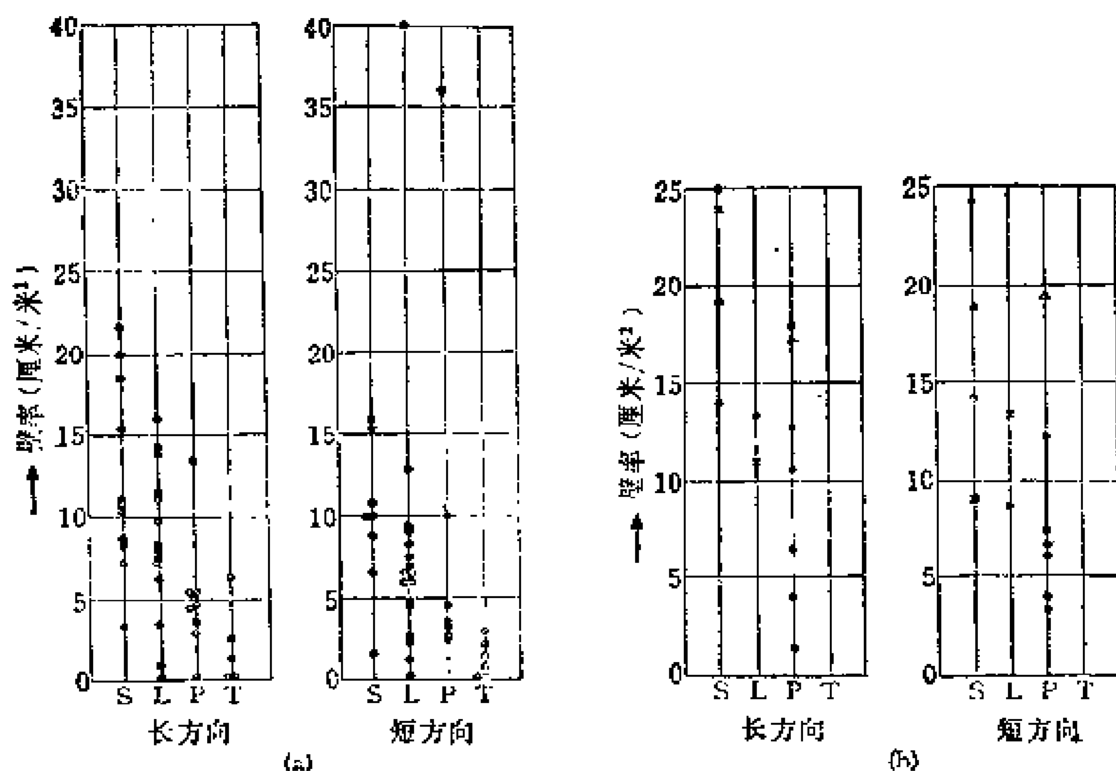


图 7-32　(a) 关东大地震时钢筋混凝土建筑的震害（根据K.Nakagawa）

(b) 福井地震时钢筋混凝土建筑的震害（根据K.Nakagawa）

S：安全，L：轻微损坏，P：部分破坏，T：全破坏

图 7-32 示出关东大地震与福井地震时钢筋混凝土建筑物的震害与“壁率”的关系。图中的壁率是指地面以上各层的墙长除以此层面积的和的平均值。这里要除掉木墙、砌块墙、砖隔墙以及平面图上没标出的腰墙，但包括现浇注的混凝土墙，如有窗框的墙和柱的翼墙。该图表明，墙多的震害轻。

最后，表 7-6 示出关东大地震时旧东京城不同类型地基上的各类建筑物的震害。

表 7-6　　关东大地震时旧东京城建筑物的震害

建筑物		破坏的百分数		硬地基/软地基
		硬地基	软地基	
木	2 层	1.1	12	0.1
	1 层	0.6	7	0.1
钢筋混凝土	金井清给出	41	22	1.9
	北沢五郎给出	33	36	0.9
砖		74	41	1.8
仓库		1.0	0.5	20

7.6 地下管道

我们有这样的经验，地震时供水管道破坏会严重影响消防工作，下水道破坏则会严重影响环境卫生。

旧金山地震（1906）时，30 英寸的供水管道在水源附近被震坏 10 公里。这就加重了火灾，整个旧金山城被大火烧了三天三夜。

这次地震中，斯坦福大学附近 1 英寸的水管扭弯，形状与当时铁路路轨的波浪状弯曲一样，另一部分水管被挤出地面 60 厘米。这根扭弯水管的波长约为 7 米。在所谓的“无破坏”地震中，水管破坏的例子很多。其中经常提到的是甲府的例子（山梨县）。

对于1917年发生在大井川上游以及1918年发生在山中湖附近的地震，甲府的居民强烈有感，但没有结构受破坏的报导。然而，水管却受到严重的破坏。受害区多为市区，那里的管道埋深1—1.5米[33]。

表7-7示出关东大地震时旧东京城污水管的震害与埋深的统计。圆形截面污水管的破坏比矩形截面的少，埋深在1.8—2.4米的管道不仅全破坏的数量最大，而且单位长度内破坏的数量也最大。对供水管道的观测也发现类似趋势。上述1917年和1918年甲府水管的震害，看来与局部土质条件和埋深有关。如果地下管道的运动与其周围的土有密切关系，则地下管道中产生的应力将与速度振幅成正比，而与地震波在土中的传播速度成反比。因此，铺设地下管道时，土质越软越不利。然而很难解释为什么在某一深度处管道的震害最严重。浅部管道的震害特性之一可能是地震时地下管道与土之间会产生间隙。

当然，管道埋在很深处是安全的，但究竟多深合适？从经济观点看，浅埋是可取的，特别在必须考虑管道破坏后的修复问题

表7-7　关东大地震(1923)时旧东京城污水管道的震害

截　面	埋深 h（米）	埋长（公里）	破坏数目	每200米的破坏数
圆　形	$h<1.5$	41	3	0.01
	$1.5<h<1.8$	25	19	0.14
	$1.8<h<2.4$	22	21	0.18
	$2.4<h<3.0$	6.9	1	0.03
	$3.0<h<3.6$	1.5	0	—
	$3.6<h<4.5$	0.07	0	—
矩　形	$h<1.5$	0.33	0	—
	$1.5<h<1.8$	2.7	39	2.6
	$1.8<h<2.4$	6.4	145	4.1
	$2.4<h<3.0$	2.3	42	3.3
	$3.0<h<3.6$	1.7	19	2.0
	$3.6<h<4.5$	0.6	0	—

时。铺设管道最适宜的深度迟早要确定。这里应当补充的是，地下管道的破坏大多发生在连接处。

7.7 坝

全世界遭受破坏的坝，按其破坏原因分类的资料列于表7-8。表中，由地震引起破坏的坝仅占1%。关东大震时，日本有4座坝受到震害，它们都位于JMA烈度表的VI度区内，坝顶产生开裂或沉陷。在男鹿地震（1939）时，53座农用土坝遭受破坏，根据破坏情况，表7-9对这些坝做了分类。南海地震（1946）期间，地震烈度为IV到VI度的四国和中国地区有10座坝受到破坏，但是这个数目少于同一地区总坝数的1%。

表 7-8　　世界上被破坏的坝按其原因的分类

原　　因	破坏的百分数
基础破坏	40
不合理的溢洪道	23
工艺粗劣	12
不均匀沉陷	10
孔隙度增大	5
战　　争	3
滑　　动	2
材料不良	2
操作失误	2
地　　震	1

世界上坝的震害几乎都发生在古老的土坝，而有震害地区的地震烈度下限为IV度。在此下限时，坝基地震动的速度幅值推测为2厘米/秒（见图3-4）。在日本，为获取抗震设计基本资料而设置强震仪的坝是：井田河上的室牧坝（富山县）、揖斐河上的横山坝（岐阜县）、裾花坝（长野县）、十津河上的猿谷坝（奈

表 7-9 男鹿地震(1939)时土坝的破坏(根据F.Kawakami)

破坏情况	破坏数目
垂直开裂	43
侧向开裂	5
倒塌	7
原因不明	2
滑坡(无开裂)	1
滑坡(有开裂)	1
内侧	17
外侧	6
两侧	8
开裂，无滑动	16

良县)、宇治河上的天濑坝（京都县）等。还有许多坝，用固定地震仪、高灵敏度地震仪以及应变仪进行地震观仪。根据这些观测正在积累对于抗震计算非常有价值的资料（图 6-18 和 6-19 是部分例子）。美国在胡佛坝以及其它坝已安设了强震仪。印度和其它国家也在坝上进行地震观测。1968 年印度发生的强震使一座大坝受到严重破坏，并对这个领域的进一步研究提出了新的挑战。

7.8 桥　梁

桥梁的震害多发生在下部结构，上部结构的震害是由下部结构的开裂、沉陷、倾斜以及错位引起的。

多跨桥的破坏很少在整座桥梁上同时发生。多数情况是桥墩或桥台的开裂、沉陷、倾斜使桥梁桁架自由端脱落。由于桁架脱落的牵曳反过来又引起毗连桥墩的破坏，桥墩破坏再引起相邻桁架破坏，由此产生的连锁反应，在很多情况下导致多跨破坏。图 7-33示出的四万十河桥（高知县）在南海地震（1946）中的破坏就是这种情况的一个例子。

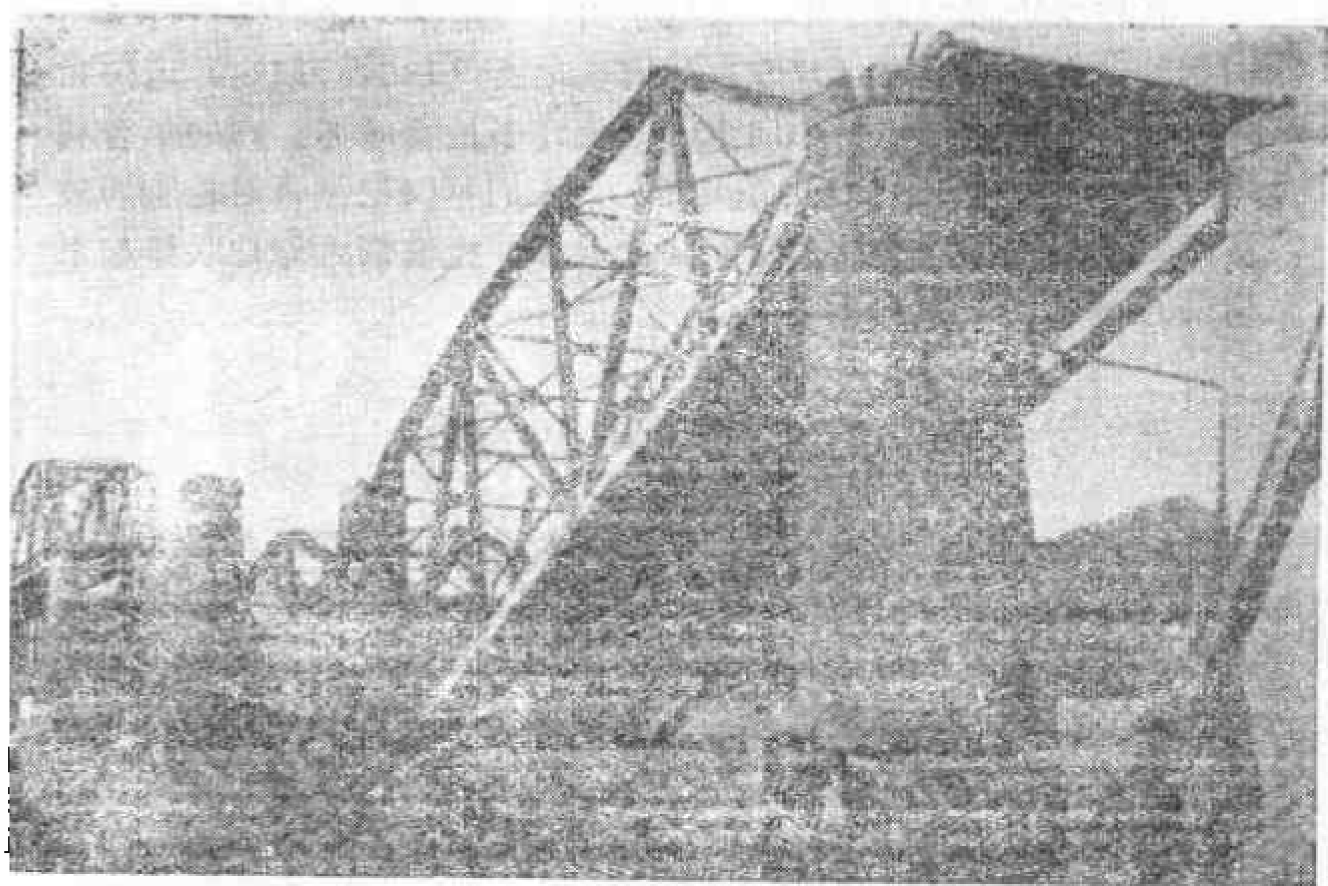


图 7-33　四万十河桥的震害（1946年南海地震）

桥梁的地震破坏过程，在某种程度上与建筑物的破坏过程是类似的：某些情况是地震动的周期接近桥梁的固有周期而导致共振现象，另外一些情况是土的扰动使桥梁的下部结构产生沉陷、倾斜或错位。在图 7-33 所示的例子中，地震动的卓越周期推测为 0.4 秒左右，而该桥的固有周期计算也为0.4 秒左右，因此可以得出结论：共振是这座桥破坏的主要原因。

北海道十胜冲地震（1952）时，利别川的铁路桥受到严重破坏，而附近的利别川桥却丝毫没有破坏。这次地震动的卓越周期推测为 0.3 秒，铁路桥的纵向固有周期推测为 0.2—0.3 秒，而利别川桥的纵向固有周期是 0.5—0.6 秒，因此，这两座桥的震害差别也可以用共振现象来解释。

在桥梁震害的例子中，有些是由于海啸推动轮船撞击桥墩而引起的。在宝永地震（1707）和安政地震（1854）期间，运河和大阪河中的海啸把轮船冲向上游，使许多桥梁破坏。1960年智利地震时，在釜石港（日本东北部），人们不仅把海啸对轮船的破坏减到最低限度，并且把轮船驶向近海并把它们可靠地联接起来以防止桥梁的破坏。

7.9 港湾设施

港湾设施的震害通常是码头或栈桥的破坏，而防波堤的破坏是相当少的。在评定港湾设施的震害时，由设计不良（包括地震动的周期和其它类似因素）引起的破坏，往往远小于由施工粗劣所造成的破坏。总之，港湾设施的震害是多种多样的，而对其因果的评定极端困难。

参考文献

[1] Minakami, T, and Uchibori, S.: The To-Nan-Kai Earthquake damage and aftershocks. *Bull Earrthq. Res. Inst.*, **24**,19(1946).

[2] Omote, S.: Comparison of the vulunerability rates of the ground revealed in Tonankai and Mikawa Earthquakes. *Bull. Earthq. Res. Inst.*, **24**, 87 (1946).

[3] Takeyama, K.: Relation between damage to wooden houses and subsoil conditions. Fukui Earthq. Damage Invest. Rep.: Buildg. Sect., 58 and 59 (1951).

[4] *Loc. cit.*, 3), 63.

[5] *Loc. cit.*, 2).

[6] Kawasumi, H.: On the earthquake-stricken areas and their underground formation in Tokyo. *Journ. Archit. Build. Sci.*, **66**;**773**, 8 (1951).

[7] Omote, S. and Miyamura, S.: Study of relationship of earthquake damage distribution and the underground formation in Yokohama and Nagoya. *Journ. Archit. Buildg. Sci.*, **66**;**773**, 17(1951).
[8] *Loc. cit.*, 3),62.
[9] *Loc. cit.*, 7).
[10] Miyamura, S.: Relation between the earthquake damage to houses and ground conditions. *Kagaku* (Science), **16**;**6**, 135(1946).
[11] Sassa, K., Tanabashi, R. and Ishihara, T.. Relation between earthquake damage to wooden houses and ground conditions. *Disast. Prevent. Rep.*, **2**,**1**(1949).
[12] Kitazawa, G.: On the relation between earthquake damage and hardness of the ground. *Journ. Seism. Soc. Japan* (ii), **1**,48 (1948).
[13] Kanai, K., *et al.*: on microtremors. X. (Earthquake damage to wooden houses). *Bull. Earthq. Res. Inst.*, **44**, 645(1966).
[14] Omote, S.: The Tottori Earthquake of March 4,1943. *Bull. Earthq. Res. Inst.*, **21**, 435 (1943).
[15] Kanai, K.: On the damage to buildings in the Nagano Earthquake of July 15, 1941. *Bull. Earthq. Res. Inst.*,**19**,647(1941).
[16] Saita, T.: The modification of the traditional theory on the quality of the ground and earthquake damage. *Journ. Seism. Soc. Japan*, **10**,114 (1938).
[17] Milne, J.: Preliminary report on earthquake motion. *Trans. Seism. Soc. Japan*, **14**,1 (1891).
[18] Martel, R. R.: A report on earthquake damage to type III buildings in Long Beach. Special Publ. **201**. USCGS, 143(1936).
[19] Publ.No. 1 Central Board of Geophs., India (1950).
[20] Duke, C.M. and Leeds, D.J.: Soil conditions and damage in the Mexico Earthquake of July 28, 1957.

Bull. Seism. Soc. Amer., **49**,179(1959).
[21] Nagata, Y.: The investigation report on damage to the reinforced concrete structure. *Rep. Imper. Earthq. Invest. Comm.*, **100**; C, 211(1925).
[22] Gilbert, G. K., *et al.*: The San Francisco earthquake and fire of April 18, 1906 and their effects on stuctures and structural materials. *Bull. U.S. Geol. Survey*. **324**, 1 (1907).
Special Comm., ASCE: The effects of the San Francisco earthquake of April 18th, 1906, on engineering constructions. *Trans. ASCE*, **59**, 208 (1907).
[23] Kamei. I.: General view of damage to the reinforced concrete buildings. Fukui Earthq. Damage Invest. Rep.: Buildg. Sect., 99(1951).
[24] *Loc. cit.*, 20).
[25] Steinbrugge, K. V. and Flores, R. A.: The Chilean Earthquake of May, 1960; A structural engineering viewpoint. *Bull. Seism. Soc. Amer.*, **53**; **2**, 225 (1963).
[26] Berg, G. V.. The Skopje, Yugoslavia Earthquake July 26, 1963. Amer. Iron & Steel Inst., N.Y. (1964).
[27] Steinbrugge, K.V., *et. al.*: The prince William Sound, Alaska Eathquake of 1964 and Aftershocks, Vol. II., U.S. Dept. Commerce, (1966).
[28] Ogura, K.: Damage to the reinforced concrete buildings, and Takada, S. and Suenaga, Y.: Damage to the steel framed reinforced concrete buildings. Niigata Earthq. Damage Invest. Rep.: Japan Archit. Inst., 257 and 511 (1964).
[29] kitazawa, G.: Distribution of seismic intensities in the down-town of Tokyo. *Journ. Seism. Soc. Japan* (ii). **3**,32 (1950).
[30] Ohsaki, Y. and Kuniyasu, K.: Earthquake damage of reinforced concrete buildings and subsoil conditions.

Trans. Archit. Inst. Japan., **148**,33(1968).
[31] Kanai, K.: Destruction system of building by earthquake. *Bull. Earthq. Res. Inst.*, **29**,393(1951)
[32] Sano, R. and Taniguchi, C.: Earthquake Resistant Construction. Iwanami Shoten. 1934.
[33] Ohmori, F· On the earthquake damage to steel pipes for water supply. *Rep. Imper. Earthq. Invest. Comm.*, **88**;C, 11(1920).

第八章　抗震设计标准

前　　　言

本世纪六十年代末和七十年代初，作者曾是讨论各种类型结构的设计地震力概念的几个委员会的成员。

本章介绍当时的讨论情况。然而近年来公布了几个新的地震规范(I. A. E.E.: Earthquake Resistant Regulations——A World List, 1980)。因此，笔者希望读者在研究本章所介绍的抗震设计地震力概念时注意这些新的地震规范。

8.1　建　筑　物

日本(1950)制定的"建筑物抗震设计标准"是世界上这类规程的首次尝试。因而本节将较详细地介绍这个标准以及制定该标准的背景材料。

在最初的构思中，"抗震设计标准"主要包括地理分区、土质条件以及结构类型。这个标准很详尽并富有改革性，因而引起工程师和科学家们的激烈争议。

确定分区的最初建议是在考虑几十年来地震仪观测的历史地震震害统计及地震构造后，给出一个危险性系数。根据对日本过去地震的统计，沿日本海地区的震害似乎比北海道以及沿太平洋地区的震害轻。不过沿日本海地区，也曾经历过多次较严重的地震破坏：如滨田地震(1872)，庄内地震(1894)，羽后地震(1896)，田岛地震(1925)，丹后地震(1927)，男鹿地震(1939)，

鸟取地震(1943)，福井地震(1948)和新潟地震(1964)（所列地震仅为明治时代以来发生的地震）。

此外，由于在讨论初始区划时，人们对灾难性的福井地震记忆犹新，所以在把福井周围地区划为B区而不是划为A区时，引起了强烈的争议。首先，这些地区的雪载大。如果把福井地区的系数定为A区的，那么地震力将过大。而且，下大雪时从来没有大震的记录。考虑到这些因素，福井地区被定为B区。[后来，长冈地震(1961)发生时正好下大雪，但是并没有得到降雪与建筑物震害之间明确的结论]。

讨论的下一个问题是仅仅根据地震统计进行简单系统区划的可行性：把北九州最重要的工业区划为C区，而把远在山区的木曾地区划为A区似乎过于机械了。与这种见解相反的观点是，地震设计系数仅是一个最低标准，并提出一项补救建议，即根据各地区和特定结构的特性给出一个附加的保险指标加在这个基本区划分类上。

但是把象日本这样的小国家分成几个区，然后再进一步分区，又引起了争议。争议的还是统计学问题，包括使用年限长的钢筋混凝土结构和使用年限短的木结构。于是又有人建议根据不同的周期进行统计。可是最后这种讨论仍集中到最初的建议，即只依据地震统计进行区域划分，并且最后决定根据每100年发生一次最大加速度的"危险性"(或概率)进行区划，还决定采用图8-1所示的区划图，该图也考虑了行政区。

关于设计地震系数的最初建议包含了很多因素，诸如地基和结构类型、以往地震灾害统计、地震动卓越周期与结构卓越周期之间的关系、结构振动能量的地下耗散以及地震时各种土的塑性等等。关于钢筋混凝土建筑的设计系数的最初建议，主要是根据关东大地震(1923)时旧东京城的破坏统计，即软土上破坏的建筑物占22%，硬土上的占41%(见表7-4)。不过也强调了由于建筑物毁坏而造成的死亡主要发生在软土上这一事实(根据近年的

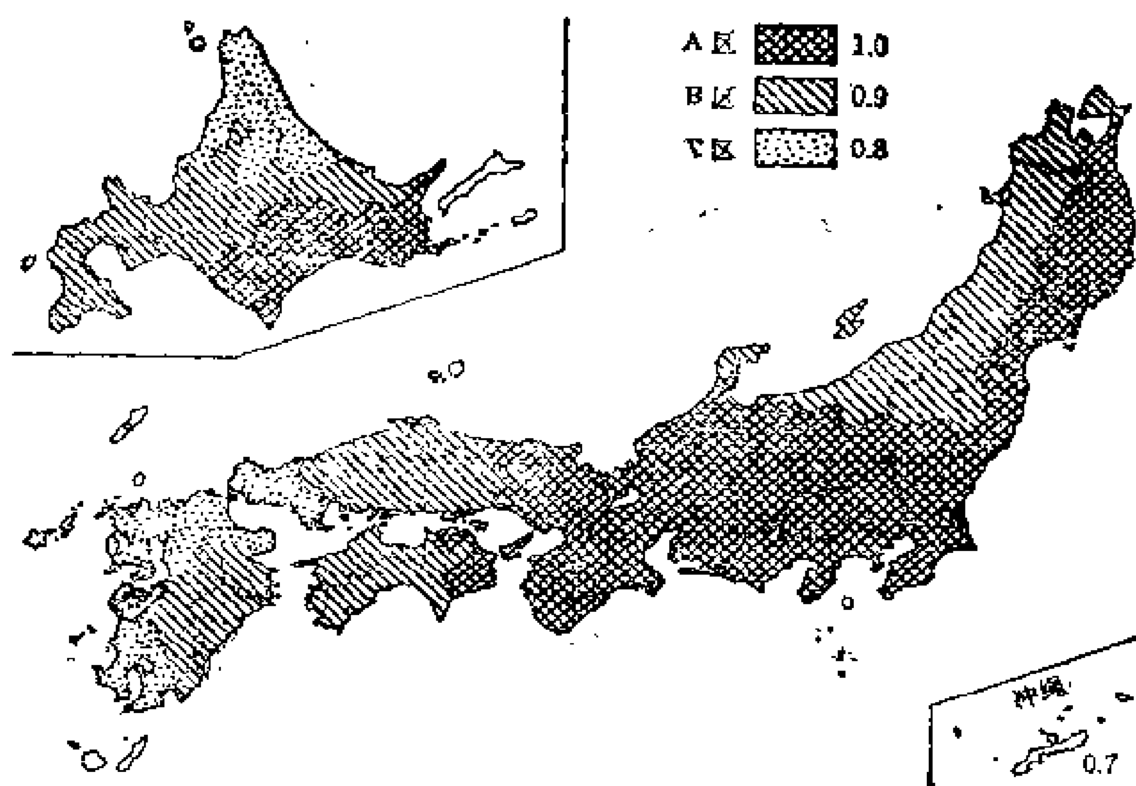


图 8-1 建筑物的设计地震系数（1980 修订）

研究，软地基上的地震烈度不一定大，但不管怎样还是采用了如图 7-27 所示的统计结果）。关于建筑物地震系数按地基的分类列于表 8-1。

表 8-1　　建筑物地震系数的地基分类

1981（修订）		1950	地基条件
分类	卓越周期（秒）	分类	
1 类	＜0.2秒	1 类	岩石、硬砾石层地基。主要为第三纪或更早的地层
2 类	0.2—0.75秒	2 类	砾石、砂质硬粘土或壤土层地基，主要是相当大区域内有较厚砾石层的洪积层或冲积层地层
		3 类	砂、砂质粘土、粘土或冰川碎石层地基，最主要是冲积层
3 类	＞0.75秒	4 类	沼泽地、淤泥海上新填筑的非常软的地基或者特别软的冲积层

曾经指出，根据关东大地震以及世界上其它破坏性大地震的震害统计，砖、石以及混凝土砌块结构在硬地基上所受的破坏比在软地基上的严重。但是也应指出，软地基上具有劣等基础的结构可能由于不均匀沉陷而造成致命的严重破坏。因而决不能根据地基类型改变地震设计系数。

建筑物抗震设计标准的总准则是：i）对于木结构，一定程度上可修复的破坏是允许的，如墙开裂、榫松脱、柱子中等程度的倾斜；ii）对于钢筋混凝土建筑，墙开裂、柱和梁有细裂纹是允许的；iii）对于砖石建筑，墙有细裂纹是允许的（最近出现了一种新的想法，即以下述方式对地震进行分类可能更为经济和合理：由非常强烈和罕见的地震造成一定破坏是不可避免的，但是对于相当频繁的地震则不允许产生破坏）。

8.2 日本国铁(JNR)土木结构

图 8-2 示出 1955 年由日本国铁制订的“非钢筋混凝土结构抗震设计法”给出的地震系数。表 8-2 a 目前正由日本国铁复查。自 1973 年以来，已经制定了新的标准其根据是确信在考虑倾倒时

表 8-2a　日本国铁设计水平地震系数(最初方案)

计算类型	无振结构的强度计算						无振结构的稳定性计算以及考虑土压效应时的强度计算和稳定性		
	块状结构			细长结构					
地基＼区域	A	B	C	A	B	C	A	B	C
1 类	0.35	0.25	0.20	0.20	0.15	0.10	0.20	0.15	0.10
2 类	0.25	0.15	0.10	0.30	0.20	0.15	0.25	0.20	0.15
3 类	0.15	0.10	0.10	0.30	0.20	0.15	0.30	0.20	0.15
4 类	0.15	0.10	0.10	0.30	0.20	0.15	0.35	0.25	0.20

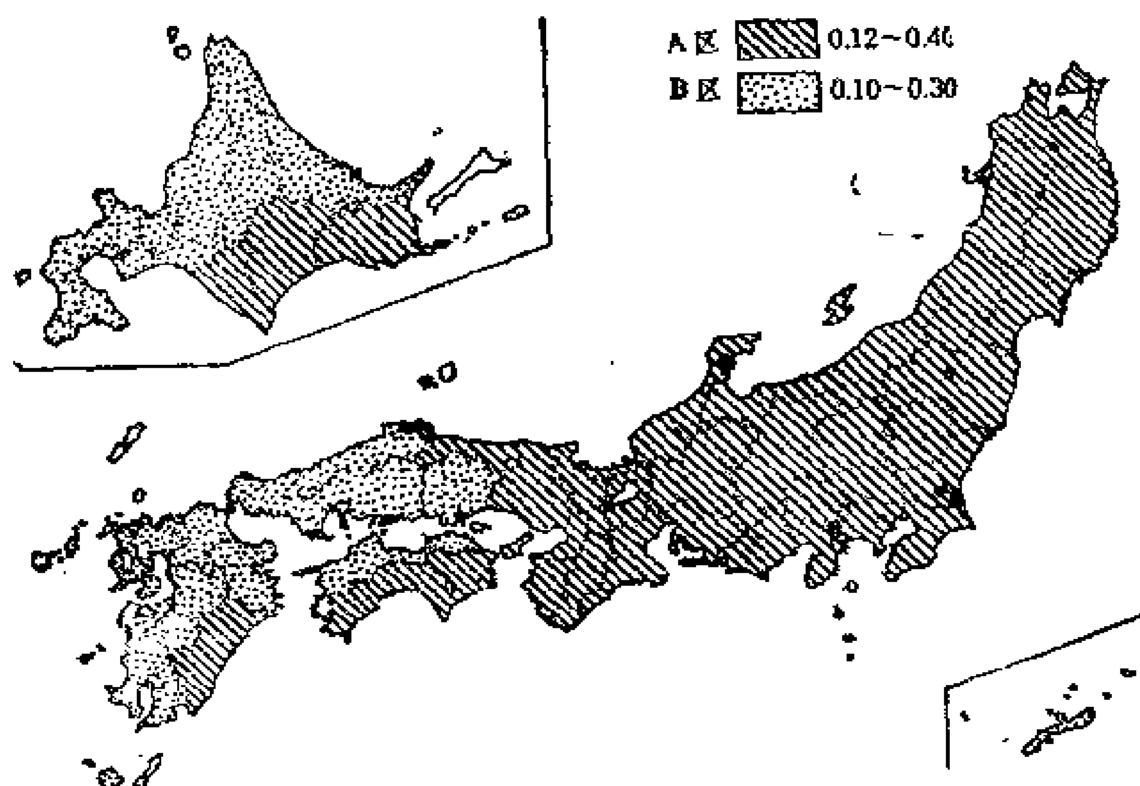


图 8-2 日本国铁设计水平地震系数(1970修订)

块状结构的固有周期与轻型结构的固有周期没有太大差异。同时在新的计划里特别强调经济方面，而且将对每个铁路区分别确定地震系数(见表 8-2 b 和表 8-2 c)。

由于路堤的挡土墙没有桥梁等那样重要，所以挡土墙高度低于 3 米时，其水平地震设计系数为 0.1， 3 米以上则取最大值

表 8-2b 日本国铁按地基分类的地震系数(1970年修订)

	地基条件	系数
软土	$N=0$ 地层,厚度≥ 2 米;$N\leq 2$ 层,厚度≥ 5 米;$N\leq 4$ 层,厚度≥ 10米	1.2
中等土	洪积层;软土除外的冲积层	1.0
硬土	第三纪或更早的古岩层	0.8

表 8-2c　　日本国铁根据重要性给出的地震系数

线路类别	第1、第2类	第 3 类	第 4 类	高速线路
系　　数	1.1	1.0	0.9	1.1

0.2。地下结构或其它地下部分，如沉井基础和沉箱的标准水平地震设计系数示于图 8-3。

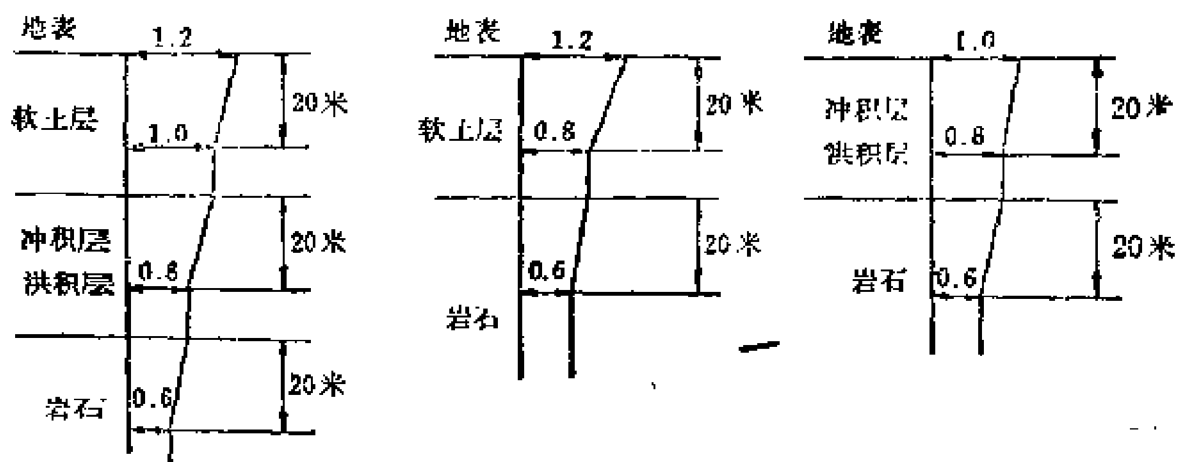


图 8-3　日本国铁地下部分的地震烈度系数

8.3 港湾设施

根据港湾建筑设计手册，要求取用图 8-4 和表 8-3 所示的设计水平地震系数。由于码头墙经常受地震破坏，所以它们通常要用较大的地震系数。

表 8-3a　　各类地基的港湾地震系数

地基类别	1 类	2 类	3 类
系　　数	0.8	1.0	1.2

表 8-3b　　与港湾地震系数相应的地基分类

第四纪沉积厚度	砾　石	砂或粘土	软　地　基
<5米	1　类	1　类	2　类
5—25米	1　类	2　类	3　类
>25米	2　类	3　类	3　类

表 8-3c　　基于结构重要性的港湾地震系数

结　构	结　构　特　性	系　数
特别类	具有A类(1)—(3)项所述重要特性的结构	1.5
A类	(1) 如果结构为地震所毁，将造成大量生命财产的损失 (2) 在震后重建工作中起重要作用的结构 (3) 控制危险物和有害物的结构，它一旦破坏，可能造成大量生命财产损失 (4) 如果结构破坏该区域的社会经济活动将严重受损 (5) 如果结构破坏，将难以修复	1.2
B类	特别类、A类、C类以外的结构	1.0
C类	除特别类和A类以外的小型且易于修复的结构	0.5

8.4　坝

国际大坝会议日本委员会根据地震力主要是水平作用的概念，制订了“大坝抗震设计标准”，在考虑地基质量、坝的重要性以及其它因素的情况下，地震系数需要取表 8-4 所示的范围。分区是考虑坝址的基岩条件并根据以往的地震记录作出的(见图 8-5)。

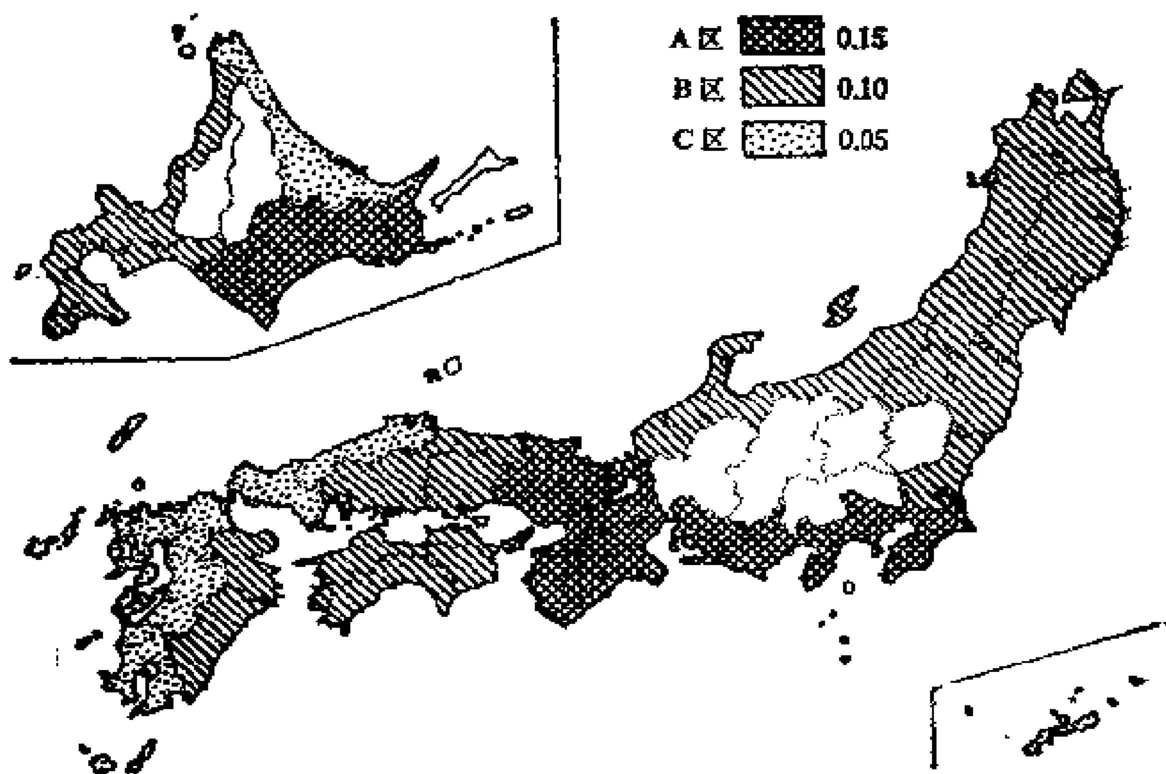


图 8-4 港湾设施的设计水平地震系数(1978 年修订)

表 8-4 坝体的设计水平地震系数(1978年修订)

坝型		A 区	B 区
重力坝、仿重力型坝		0.12—0.20	0.10—0.15
拱坝		0.24—0.40	0.20—0.30
填土坝	均质型、不透水贴面型	0.15—0.25	0.12—0.20
	分带型	0.12—0.20	0.10—0.15

水库空库或蓄水时,取上述系数的50%。急剧泄洪时,地震的水位影响无需考虑。

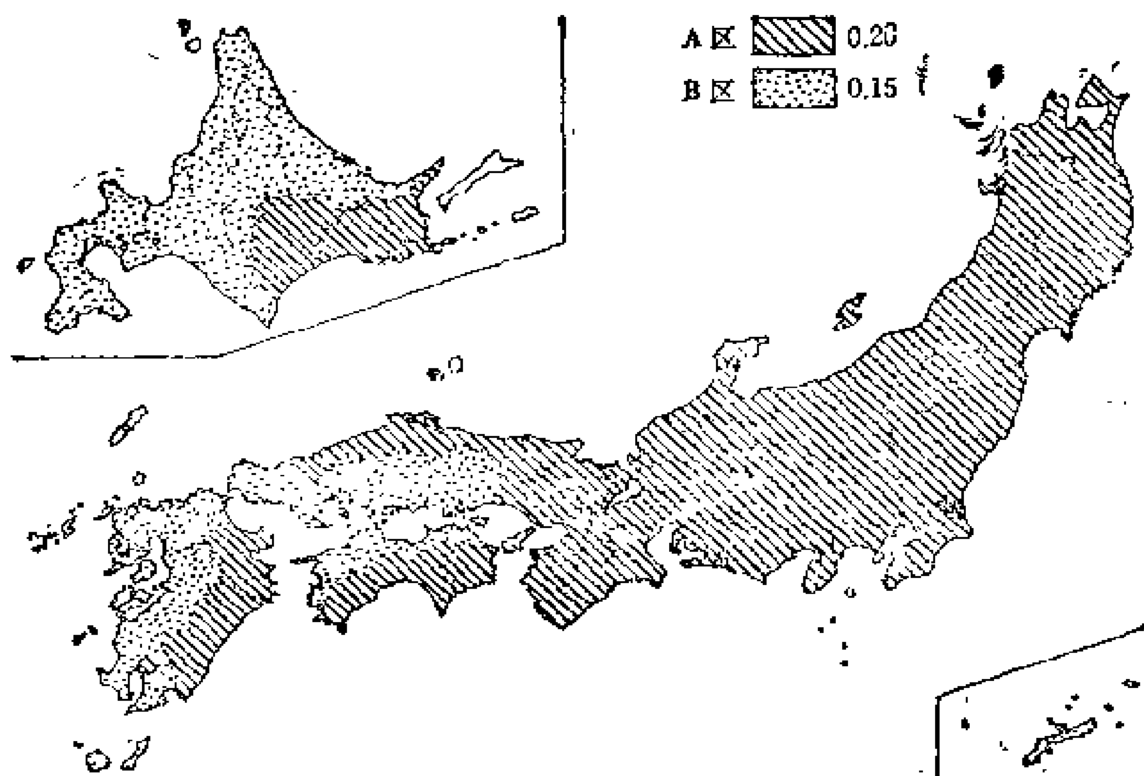


图 8-5 坝体的设计水平地震系数(1978年修订)

8.5 核 电 站

核设施的地震设计系数，习惯上取一般工业设施和常规结构地震设计系数的1.5—3.0倍，取值决定于紧急情况下可能产生的放射性灾害对民众和工作人员的危害程度。

在决定地震设计系数时，可能需要确定所谓的“未来最大地震”的震级，但是确定所谓“未来最大地震”的震级并不是容易的事情。日本通产省在关于“核电站安全准则”的第一份报告中规定，甚至在发生1.5倍于未来最大地震的地震时，核设施也应保持其功能。由于确保安全的重要性，核电站设施应设计成：当一定烈度(即设计地震烈度的1/3)的地震一旦发生，紧急信号系统就驱动防护安全装置进行检测。在这种核领域中，标准准则还没

有建立起来，而且对建立这种准则的意见仍有争议。在所讨论的问题中，有这样一个问题，即每个场地的地震活动度如何与地震设计系数联系起来。如果采用以往的最大值，那么，只有短期资料的地区只可能有较小的数值。如果根据已掌握的强震记录进行计算，那么地震动最大加速度可能很大并可能超过实用范围。换句话说，以往大震时发生在该区的各种现象不能笼统地应用在建立核设施的设计标准中，尽管这种历史经验直接有助于建立普通建筑物的设计标准。这是我们在确定核设施的地震设计系数时所面临的无法避免的问题。

8.6 本州—四国跨岛大桥

长大桥梁每跨的固有周期变化范围很大；短跨的固有周期与普通刚度结构的固有周期相近，而长跨度的固有周期可长达10秒或更长。有了这种特性，我们建议，在确定用于设计系数计算中的地震动特性时，应考虑两种类型的地震。一种是在濑户内海及其附近。每 100 年发生 3—4 次的 7 级地震。另一种是在太平洋一侧近畿以及四国近海每 100 年发生 1—2 次的 8—8.5 级地震。

第九章 震害概论

9.1 断 层

断层是地面的不连续位移，有些断层很容易用肉眼辨认，有些在厚层冲积土下的断层则要根据水准测量来推测。

圣安德烈斯断层是世界上最有名的地震断层（图9-1），在旧金山地震（1906）时引起人们的注意。该断层沿加利福尼亚海岸延伸并进入太平洋，长约440公里。最大水平位移达6.4米。

根据围绕该断层的三角测量结果，认为H.F.里德（Reid）所假设的弹性回跳理论是引起旧金山地震的原因。这个理论认为，两个地区之间逐渐发生的相对位移，引起弹性应变的积累。当应变超过岩石强度时，发生弹性回跳而导致地震。因此，按照这一理论，地震所产生的能量应该等于弹性应变积累的能量。M.石本根据对地震现象，例如地层褶皱的判断，对该理论提出挑战，他认为当地壳长期承受静力时，它能否保持弹性体这一特性是有疑问的。

表9-1给出了日本自明治时代以来形成的地震断层。浓尾地震（1891）期间形成的根尾谷断层（见图9-2)和丹后地震(1927)期间形成的乡村断层，至今仍能很容易地找到。山田断层（丹后地震）和丹那断层（北伊豆地震，1930）的迹象也可以发现。三河地震（1945）期间形成的断层分布范围较广、形状奇特，如图9-3所示。

断层运动通常是缓慢的，即使在地震之后也如此，它们的运动可以分成两类：地震后沿相同的方向持续运动，逐渐减慢直至

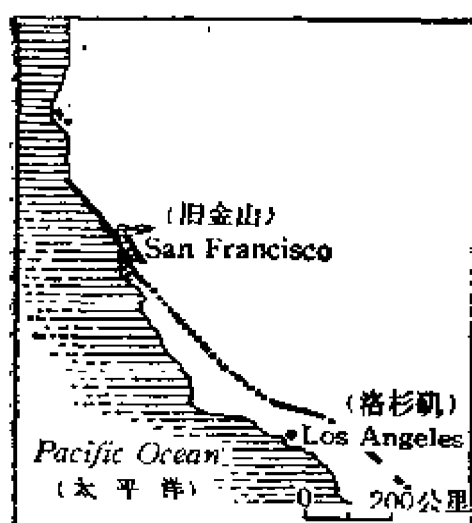


图 9-1 旧金山地震(1906)中的圣安德烈斯断层

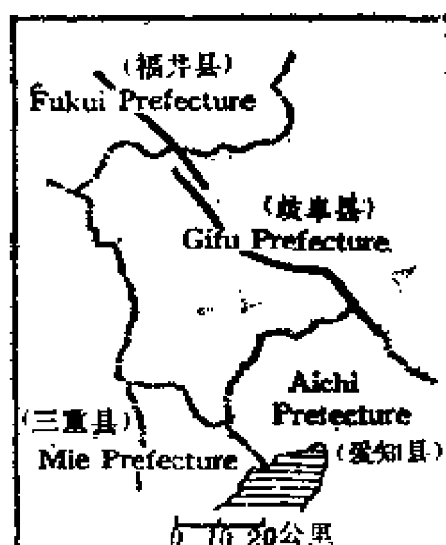


图 9-2 浓尾地震(1891)形成的根尾谷断层

表 9-1 明治时代以来日本的地震断层

地震	日期	断层	县名	最大位移(米)		总长(公里)
				水平	垂直	
浓尾	1891.10.28	根尾谷	岐阜	2	6	90
关东	1923.9.1	下浦	神奈川	—	1.5	1
		新川	神奈川	宽 0.5	深 1	1
但马	1925.5.23	田结	兵库	宽 0.3	深 0.5	1.6
丹后	1927.3.7	乡村	京都	2.7	0.8	18
		山田	京都	0.8	0.7	7
北伊豆	1930.11.26	丹那	静冈	3	2	35
鸟取	1943.9.10	鹿野	鸟取	1.5	0.8	8
		吉冈	鸟取	0.9	0.5	4.5
三河	1945.1.13		爱知	1.5	2.0	9

停止（如根尾谷、乡村、山田和丹那等断层）这是一类；另一类断层运动的方向和地震动的方向（如果追索它的途径）相反，直至逐渐停止（如1943年鸟取地震期间的吉冈断层和鹿野断层），这是S. 宫村（Miyamura）指出的。

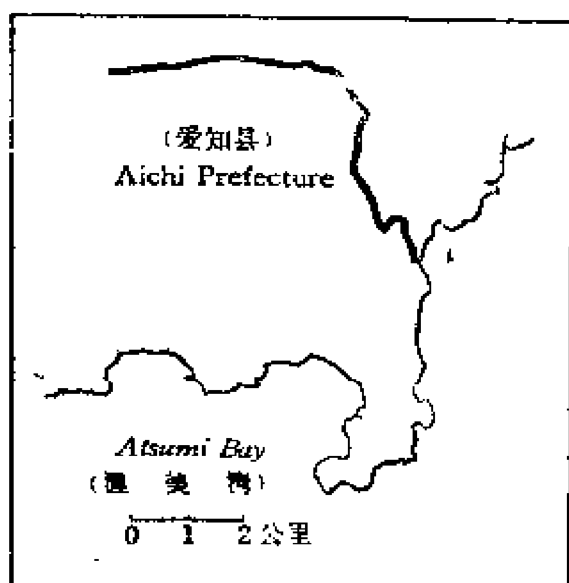


图 9-3　三河地震时（1945）的断层

如果已知断层和房屋震害之间的关系，对于了解断层和地震之间的关系将有极大帮助，但是到目前为止，这方面的资料还是不充分的。乡村断层和山田断层是在丹后地震时形成的，当时，离断层越远房屋震害越少。而在鹿野断层和吉冈断层（鸟取地震），位于隆起区的房屋的损坏要比沉陷区严重，这一事实表明几乎没有唯一的损坏型式。但是对于三河地震断层，断层和震害分布之间看来不存在什么对应关系。

断层明显损坏建筑物的实例是非常少的。在美上里村，至今仍可见到被浓尾地震时产生的根尾谷断层部分抬升的公路，一座在地震中幸存的房屋仍完好地屹立在断层上。在鸟取地震和其它地震期间，也报导过某些跨断层的房子只受到轻微的损坏。图9-4表明一座跨断层（长22公里）的房子，在蒙大拿地震（1959，$M=7.1$）时严重损坏的情况。用断层引起地震的简单理论是很难解释上述事实的。

有些断层甚至切断隧道，实例之一是圣安德烈斯断层南端附近的一条隧道被水平错断1.2米。在丹那断层，丹那隧道也有2.7米的水平位移。福井地震（1948）时，没有肉眼可见的地面断层，但是水准测量推测在厚层的冲积层之下，形成了一条断

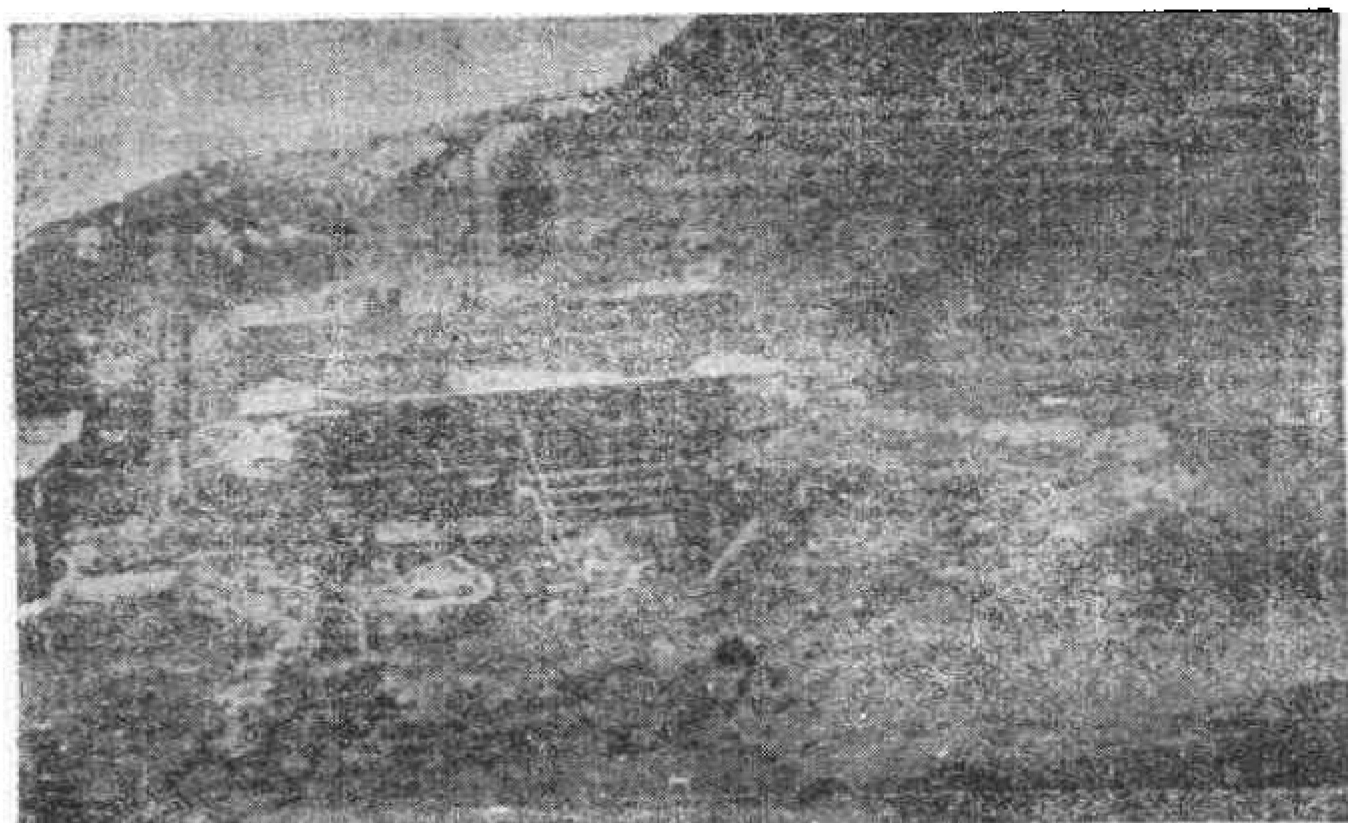


图 9-4 一座没有倒塌的跨断层房屋（蒙大拿地震，1959）

层，它是根尾谷断层的延伸。

9.2 地壳形变

地震时经常伴随有垂直的和水平的地面形变。如果震源在海区，海底将出现较大的位移，从而引起海啸。当沿海岸出现陆地的抬升或沉陷时，海平面相对陆地发生变化，这种变化是肉眼可见的。

在日本的近畿南部、四国和关东地区，都有若干较大规模地壳形变实例的记载。其中，四国南部的地壳形变是由公元684年、1707年的宝永地震，1854年的安生地震和1946年的南海地震引起的。在所有这些地震中，岛的南部（高知县的室户岬和足摺岬）部分抬升，而在通过高知市的东西向铁路以北的地区，看来

有沉降（见图9-5）。在南海地震期间，室户和清水的一些沿岸市镇（那里曾发生数十厘米的抬升）暂时失去了港口的作用。在这个地区，地面沉陷数十厘米，堤围渗漏致使大水损坏了房屋并淹没了大片农田。例如在高知城，有3949座房屋被水淹，其中1689座房屋全部毁坏，被淹的农田面积总计近800公顷。

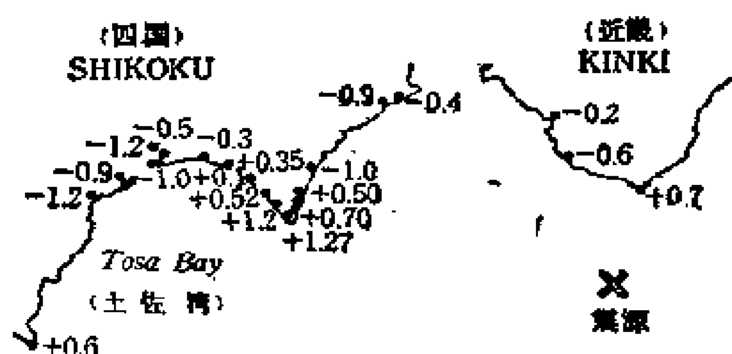


图 9-5　南海地震（1946）造成的抬升（＋）和沉降（－）（单位：米）

1895年和1929年在室户岬（土佐湾的东北部）的重复水准测量结果表明有20厘米的沉降，到南海地震时，平均每年的沉降速率约为6毫米。但是，在地震之后，该地区突然上升了70厘米。地震后进行的水准测量揭示，现今该地区再次沉降。来自宝永地震和安生地震的记载也指出有类似的现象发生。根据这些记载判断，这一地区好象在重复以下过程：逐渐沉降直至迂到一次地震（间隔为100年左右）出现突然抬升。

1923年关东大地震以后，进行了大范围的水准测量和三角测量，揭示了地壳形变的情况（见图9-6）。根据测量，沿相模湾的北海岸以及三浦半岛和房总半岛的南海岸抬升了1—2米，而东京到富士山的广大地区却下沉了1.5米。在整个隆起区和沉降区范围内，出现了3米的右旋水平运动。818年和1703年地震时，在三浦半岛和房总半岛也有地壳形变的记载。地震期间，地面的抬升和下沉造成了一些损坏，但是几乎没有水平运动引起损坏的

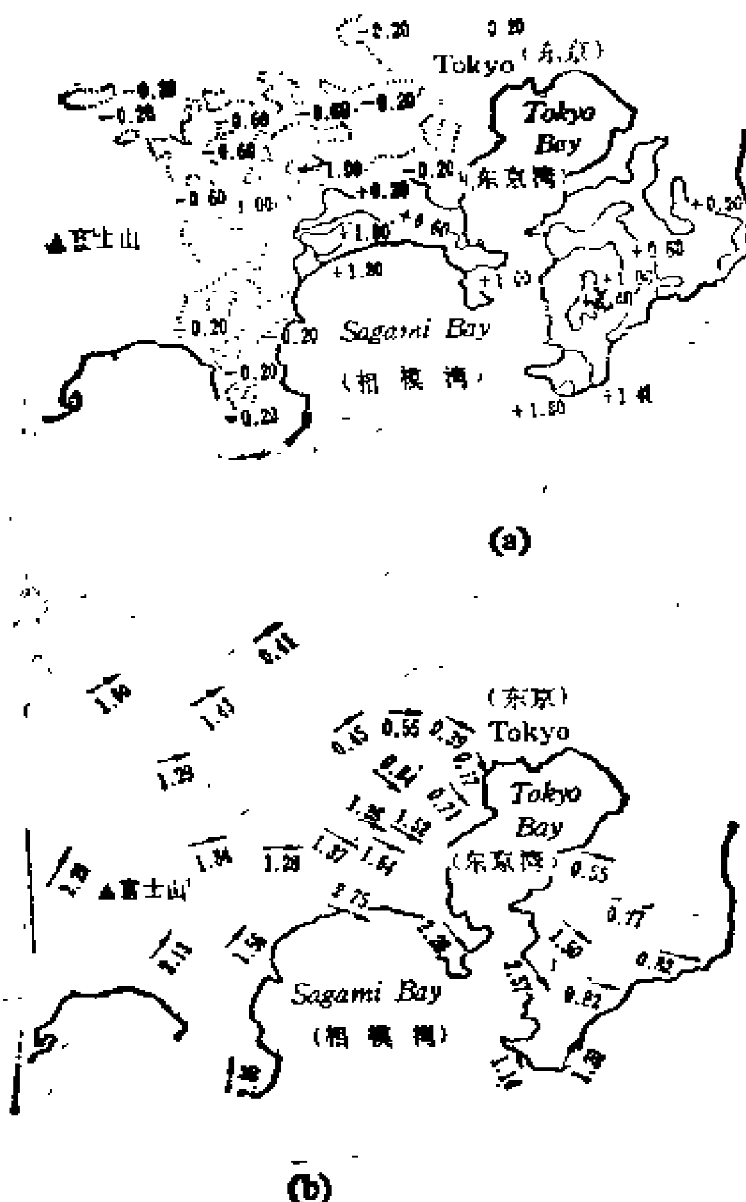


图 9-6 关东大地震(1923)引起的地壳形变（单位：米）
(a) 上升(+)和下沉(−)；(b) 水平运动

记载。

9.3 山崩和地裂缝

A. 山崩

大规模的山崩有时叫做"陆啸"。这是一种地震动引起土壤和

砂从陡处向下急速流动的现象，这种现象的一个熟知的实例发生在关东大地震时神奈川县的根府川河。那次“陆啸”将一个山坡冲掉1/9，并使其在约5分钟内滑动6公里（20米/秒），“冲”走了一个村庄的170座房屋、人和所有的一切。继之，陆啸还“撞”倒了根府川河桥外的一列火车。在历史记载的“陆啸”中，善光寺地震（1827）引起的那一次，在日本是人所共知的。出现陆啸的地方多达44000处。齐川河右岸的岩仓山发生山崩，截断了河流，淹没了大量村庄。据说20天后，山崩形成的坝崩塌又淹没了另外31个村庄。根据记载，黄昏时有几个地方起火，一大群正在寺庙内作宗教仪式的人中有8600多人被烧死。近年来，今市地震(1949)引起的陆啸从滑川河的右岸一直滑到左岸，造成8人死亡，这是这次地震中仅有的死亡。

B. 地裂缝

地裂缝虽然是小规模的现象，但由于它们的分布范围很广，所以对堤岸、铁路、公路和其它设施造成损坏的总量是非常惊人的。巨大地裂缝的一个实例是南海地震（1946）期间发生在高知县中村镇附近四万十河堤岸上的地裂缝，如图9-7所示。

1692年，在西印度群岛发生的牙买加地震期间，死亡了3000人。据说有2300条巨大的地裂缝反复地张开和闭合人跌落其中就被压埋。在日本也有许多关于地裂缝吞噬并杀死跌落其中的人们的传说。然而，从动力学的角度解释这一现象是非常困难的。

在福井地震（1948）期间。作者有机会直接听到这种地裂缝造成死亡的故事。一个妇女正在水稻田里劳动，结果被地裂缝挤死并几乎就在她的头顶上封合。虽然地裂缝的踪象明显可见，但它没有张开。据她的丈夫和三个青年说，在挖掘这个妇女时发现，她的一只手抓着长在地上的水稻秧，好象企图不让自己掉到裂缝里去，她的另一只手断在她的身旁。图9-8是发生这个事件的地点。



图 9-7　南海地震(1946)引起的高知县四万十河堤岸上的巨大地裂缝

新潟地震（1964）期间报导过类似事件，在酒田市立中学的操场上，一个学生被陷没，但是当时并没有确切的详情。

9.4　海　　啸

当地震引起海底地形的突然变化时，就会发生海啸。海啸是一种长的波浪，它由波源——发生海底形变的地方，向所有的方向传播。水的垂直运动非常小，它的运动由从海面到海底的所有水平面上相同程度的水平运动所组成。传播速度为$V=\sqrt{gh}$，式中h是海的深度；g是重力加速度。例如，假如海的深度是1000米，海啸的传播速度将为100米/秒。由于海啸的速度远远地低于地震波的速度（通常为每秒几公里），所以地震运动先于海啸，

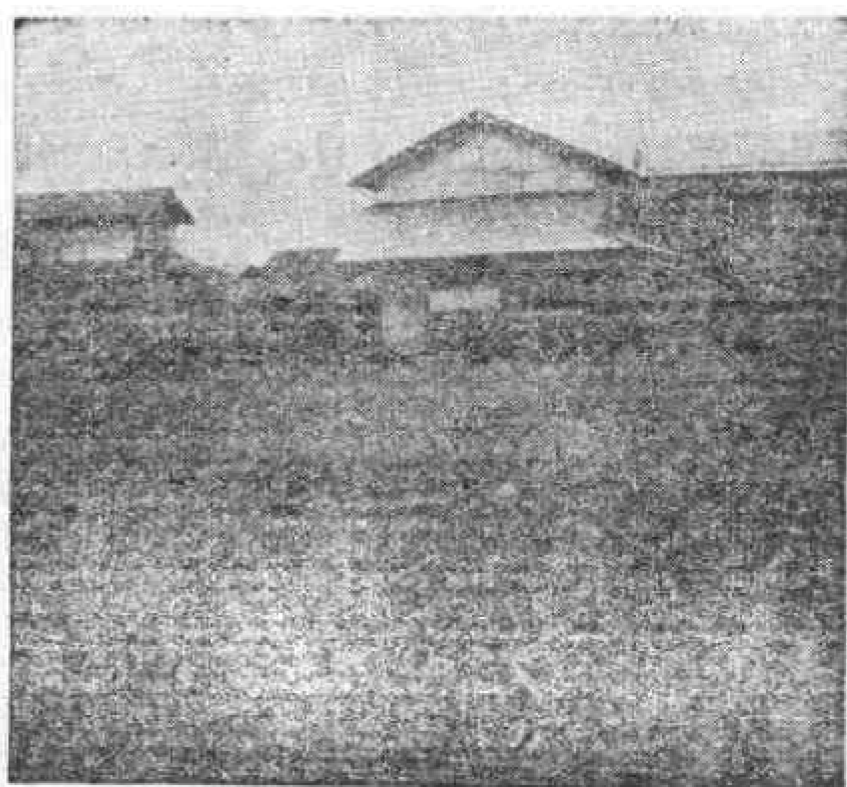


图 9-8　1948年福井地震时，地裂缝埋葬一个妇女的地点
（注意那里不长水稻）

并预示海啸随后将到达。这种关系有可能预防或减少海啸的破坏。1950年在中央气象站（现在的日本气象厅）设立了一个专门预报海啸的机构。在它存在的若干年内，这个机构有一次机会表明了它的有效性。1952年3月4日上午10时22分发生了十胜冲地震（北海道），中央气象站在2分钟后记录到这次地震。结合其它观测站的资料，中央站断定，在东北和北海道的海外，发生了一次大地震。因为以往的经验表明，在那个地区发生的强震将会引起海啸，所以在15分钟以后，即10时40分发出了海啸警报。在警报发出后约半小时，海啸果然袭击了海岸线。这个警报对于预防灾害是十分有效的。

在日本海沿岸，地震触发海啸的现象是罕见的，但是在太平洋沿岸，曾经记载过多达70次的海啸。图9-9表示日本附近引起海啸的地震震中，表9-2列出了各种等级的海啸次数。过去的记

载表明，来自太平洋的海啸，在地震发生后约20—60分钟到达日本海岸。

根据海啸到达不同地区的时间和地震的发生时间之差可以确定波源区，即可用海啸的传播时间和由海水深度控制的传播速度来计算确定。将波源转换为一个圆，计算所得的波源直径，南海地震(1946)约为200公里，东北的三陆冲地震(1933)为600公里，新潟地震(1964)为50公里。

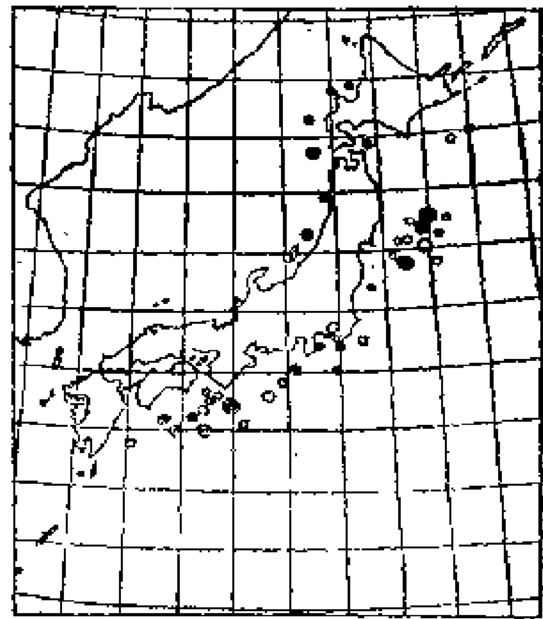


图 9-9　日本附近伴有海啸的大地震的震中
●：已确定的震中；○：尚未确定的震中(据 R. Takahasi)

到达海岸线的海啸初动，可以是上升波也可以是下降波。一般地说，海啸的第二次或第三次波浪有最大的波高。三陆海啸(1933)的波浪在有些海湾高达30米。海啸的波浪高度与海岸附

表 9-2　日本附近不同级别大海啸的次数
(1596—1946，据 R. Takahasi)

级别＼地区	东北—北海道	关东—冲绳	日本海	其它地区	总计
IV	2	1	0	0	3
III	2	5	1	1	9
II	7	3	1	1	12
I	8	5	10	1	24
O	2	3	0	0	5
总计	21	17	12	3	53

IV：最大波浪高20米，海岸的破坏长度大于500公里。
III：最大波浪高10—20米，海岸的破坏长达400公里。
II：最大波浪高5—10米，人畜、船只，住房被冲走。
I：最大波浪高2—5米，房屋被淹、毁坏，船只被冲走。

近的海深和海岸线的形态有关，一般海湾内部的高度大于海湾的开口处。例如，三陆海啸期间，在东北的绫里湾，湾口处的波高为 7-8 米，而在湾的内部高达 20-30 米。在 V 形海湾，海啸的最大波高在它的顶点。

由于海啸造成的破坏与海岸线的形状以及陆地的地形有密切关系，所以以前出现的巨大灾难将会重复出现，除非采取某些补救措施来预防。南海地震时，高知县的新宇佐镇遭受了严重的破坏，有 341 座房屋被海啸卷走，但是由于村民们遵照古代民间格言全部撤离，所以没有伤亡。这样的例子在每一次大海啸发生时都有报导。在三陆(东北)海岸，经常遭受海啸的袭击，很多村庄采取了切实的措施：东北部的船越村全部迁移到高地；某些村庄规定，在一定标准高度以下不准修建房屋。智利的康塞普松(Concepcion)镇亦因采用了类似措施而出名：该镇在 1751 年的海啸中几乎全部损毁伤亡，为此，他们果断地采取措施，将全镇向内陆后迁 10 公里。1835 和 1960 年发生大地震时，康塞普松避免了灾难，如果它还在原来的位置，这场灾难肯定是要发生的。

在海啸造成的破坏中，最严重的是海水泛滥毁坏或冲掉房屋而海湾、河流或运河中的船只冲到岸上撞坏房屋和桥梁也是常见的。在十胜冲地震（北海道，1952 年冬）之后，发生了一起非常罕见的海啸破坏事件，当海湾中的巨大冰块冲到雾多布（靠近北海道的东端)岸上时，毁坏了这一地区的所有房屋。

流水对物体的压力可以认为与流速的平方成正比。海啸的破坏力经常大到每平方米若干吨。因为海啸的速度是和它们的波浪高度成正比的，所以哪个地区的波浪高，那个地区就可能是高危险的破坏地区。表 9-3 列出了 1896 和 1933 年沿三陆海岸(东北)大海啸的波浪高度。

如果海啸的危害性可以用被淹陆地的总面积表示，那么可能被淹的面积将与海岸线上的波浪高度的平方成正比。由于波高的平方可以认为与到达那里的海啸的能量成正比，所以某一地区被

表 9-3　　海啸的高度（单位：米）

地　区	1896	1933	地　区	1896	1933
鮫　港	3.3	2.9	本　乡	13.9	11.5
田　老	14.5	10.0	吉　滨	24.0	16.3
姉　吉	18.8	20.0	越喜来	10.3	9.9
宫　古	4.5	4.0	绫里港	10.6	8.6
大　泽	3.9	2.0	白　滨	21.7	28.7
山　田	5.5	3.0	大船渡	3.3	3.4
田　滨	9.1	5.0	细　浦	6.6	4.1
安　渡	4.2	3.4	只　越	8.4	7.4
大　槌	2.7	3.3	志津川	1.3	1.3
两　石	11.2	10.4	雄　胜	3.0	3.9
釜　石	6.3	3.7	鲇　川	2.1	3.2
小名滨	16.3	11.8	石　卷	0.6	1.0

海啸淹没的危险度可以用到达该地区的海啸的能量来表示。

图 9-10 表示在 100 年内，沿日本周围 200 米等深线每 83 公里可能到达的海啸能量的总和。因此，对于某一给定的海岸线范围的危险度，将决定于到达 200 米等深线处的能量的分布，而后者又决定于该地区海底、海岸线和陆地的形状以及海湾的朝向。

其次，我们将简要地讨论预防海啸的措施。防波堤应高于可能到达的海啸波浪的高度，其强度应经得起海啸的冲击力。对于波浪的高度，过去的经验将起重要作用。防波堤的方向不要垂直于海啸将要到达的方向。这里，有关过去海啸方向的经验又是非常重要的。但是，海啸预报的方法还需要进一步研究，因为有一些意料不到的经验，例如，在智利地震(1960)时，希洛市（夏威夷岛）遭受很大损失，因为当时的海啸预报是建立在阿留申群岛几次地震的经验上的。

在有可能遭受海啸袭击的地区，要建立避难道路体系，这些地区现有的公路也要加宽。在公路上要有导向高地的专门标记。

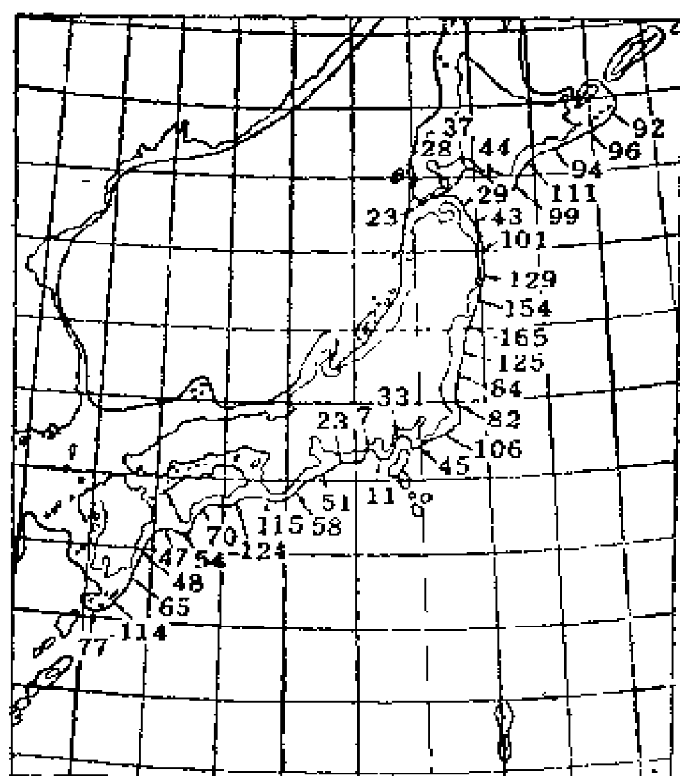


图 9-10 日本附近地震海啸的危险度(单位:2×10^{20}尔格)
(据 R. Takahasi)

学校、公共建筑，娱乐中心以及其它人员集中的设施都要建在高地上。同时，决不能低估海啸控制地区沿海的森林和房屋周围的树木对最大限度减少海啸破坏的效能。

9.5 火　　灾

火灾常常造成地震破坏中最严重的破坏。在许多情况下，地震的后果——道路多被跌落物体和毁坏房屋堵塞，多处火灾同时发生，水管破裂等妨碍了救火工作。

旧金山地震(1906)在美国历史上造成了巨大的破坏，当时旧金山市的大火持续了三天三夜，烧毁了 15000 座房屋。据报导，火灾是由于电线断裂短路，天然气管道破裂，火炉、煤油炉、蜡

烛翻倒、化学物质混合以及其它原因而引起的。由于多数水管破裂，所以火势猛烈而无控制地蔓延全市。

关东大地震期间，旧东京市有 176 处起火，火灾波及市区面积的 50%，有 70% 的房屋被焚毁。最大的悲剧是约 40000 人的死亡，当时他们撤退到隅田区一个约 7 公顷的空地上，结果被火包围而无一幸免。

图 9-11 表示关东大地震和福井地震（1948）期间，旧东京市区和福井县造成破坏的火灾原因。

表 9-4 表明日本自明治时代以来由地震引起火灾的时间。它指出日本地震期间的地震火灾大部分发生在人们做饭的时候。因此，约有 50% 的火灾是由厨房的火炉或燃料引起的观点（见图 9-11），就能理解了。

表 9-4　　地震引起火灾的时间

地　震	年	月	日	时　间	焚毁的房屋	毁坏的房屋	死亡人数
浓　尾	1891	10	28	6:39	142177	80000	7273
羽前-羽后	1894	10	22	17:34	2148	3858	726
关　东	1923	9	1	11:59	447128	128265	142807
但　马	1925	5	23	11:10	3333	1219	395
丹　后	1927	3	7	11:10	16025	4974	3017
南　海	1946	12	21	4:19	2598	11591	1330
福　井	1948	6	28	16:13	3960	35420	3895

福井地震期间，除福井市发生 24 处火灾并焚毁 2069 座房屋外，在周围的 5 个村镇，有 19 处起火，近 1862 座房屋被焚。

图 9-12 表示地震与福井县 43 处火灾起火之间的时间过程。图中绝大部分火灾，发生在地震之后的 5-20 分钟内。这些资料似乎表明，由于地震引起的房屋倒塌的危险大约在 1 分钟内结束，因此，阻止火灾的发生不是没有可能的。

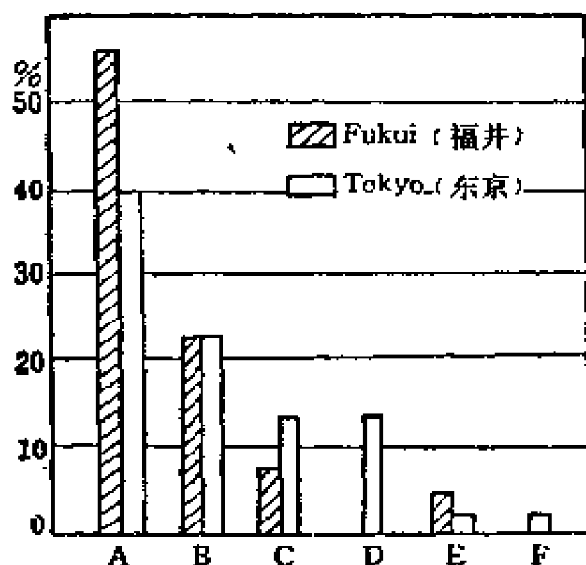


图 9-11　福井县(福井地震,1948)和旧东京市（关东大地震,1923）造成破坏的地震火灾的原因（据福井地震研究委员会公报）

A）厨房的火炉或燃料；B）化学物；C）石油；D）天然气；E）手炉；F）短路

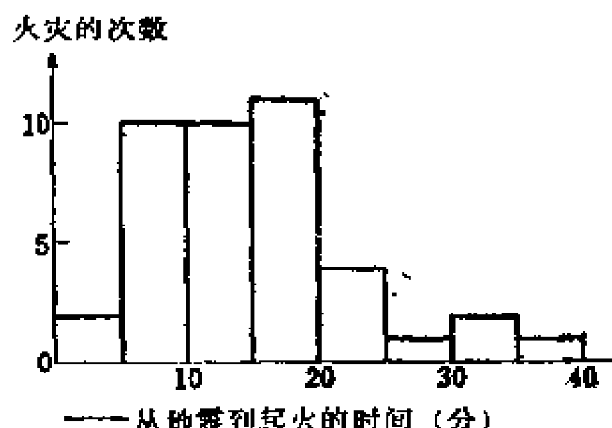


图 9-12　福井地震(1948)期间的火灾破坏(据福井地震研究委员会公报)

结　　语

造成结构震害的地震动特性与震级、震源机制、震中距、震源深度、地震波传播途径中地壳的结构以及其它地震因素有密切的关系。因此，本书仅着重于用自下而上垂直传播的 s 波的多重反射现象来解释地震是不充分的。有关斜入射的体波问题以及各种面波问题都需在今后着力研究来加以解决。但是作者相信，本书详细讨论的：(i) 有关震害统计，特别是钢筋混凝土建筑、砖石建筑以及木房屋在关东大地震(1923)、长滩地震(1933)、东海地震(1944)、南海地震(1946)、福井地震(1948)、以及新潟地震(1964)中的震害统计；(ii) 日本、美国以及其它多震国家的强震记录和(iii)在地表及地下对地震动的同时观测记录，从工程观点提供了对地震的系统解释。

附录I 日本强震仪场地的脉动观测结果

F：楼层；B：地下室；G：地基；标号：（日本）强震观测委员会的场地号，HK：北海道；TH：东北；KT：关岛；CB：中部；KK：近畿；CG：中国；SK：四国；KS：九州地区；TK：东京都；OS：大阪县。

（参考教育省特殊科研计划的非正式报告，1967"强震地面运动和结构的地震反应"）

编号	场地	县	市	标号
1	港湾工程局（G）	北海道	室兰	HK 003
2	港湾中心码头（G）	北海道	钏路	HK 004
3	气象观测站（1F）	北海道	钏路	HK 005
4	气象观测站（G）	北海道	钏路	HK 005′
5	镇公所（1F）	北海道	广尾	HK 006
6	电话局（1F）	北海道	旭川	HK 007
7	县政府（B）	秋田	秋田	TH 002
8	热电站（1F）	宫城	Sichigahama	TH 003
9	港湾工程局（G）	岩手	大船渡	TH 005
10	港湾工程局（G2）	秋田	秋田	TH 006
11	港湾工程局（G）	山形	酒田	TH 012
12	小名滨港务处（G）	福岛	磐城	TH 013
13	港湾工程局（G）	岩手	宫古	TH 014
14	原子能电站（B1）	福岛	奥间	TH 017
15	原子能电站（G）	福岛	奥间	TH 017′
16	国铁大厦（B）	宫城	仙台	TH 018
17	港湾工程局（G）	青森	八户	TH 029
18	东北大学建筑系（1F）	宫城	仙台	TH 030
19	港湾工程局（G）	宫城	盐釜	TH 033
20	山下码头（G）	神奈川	横滨	KT 004

续表

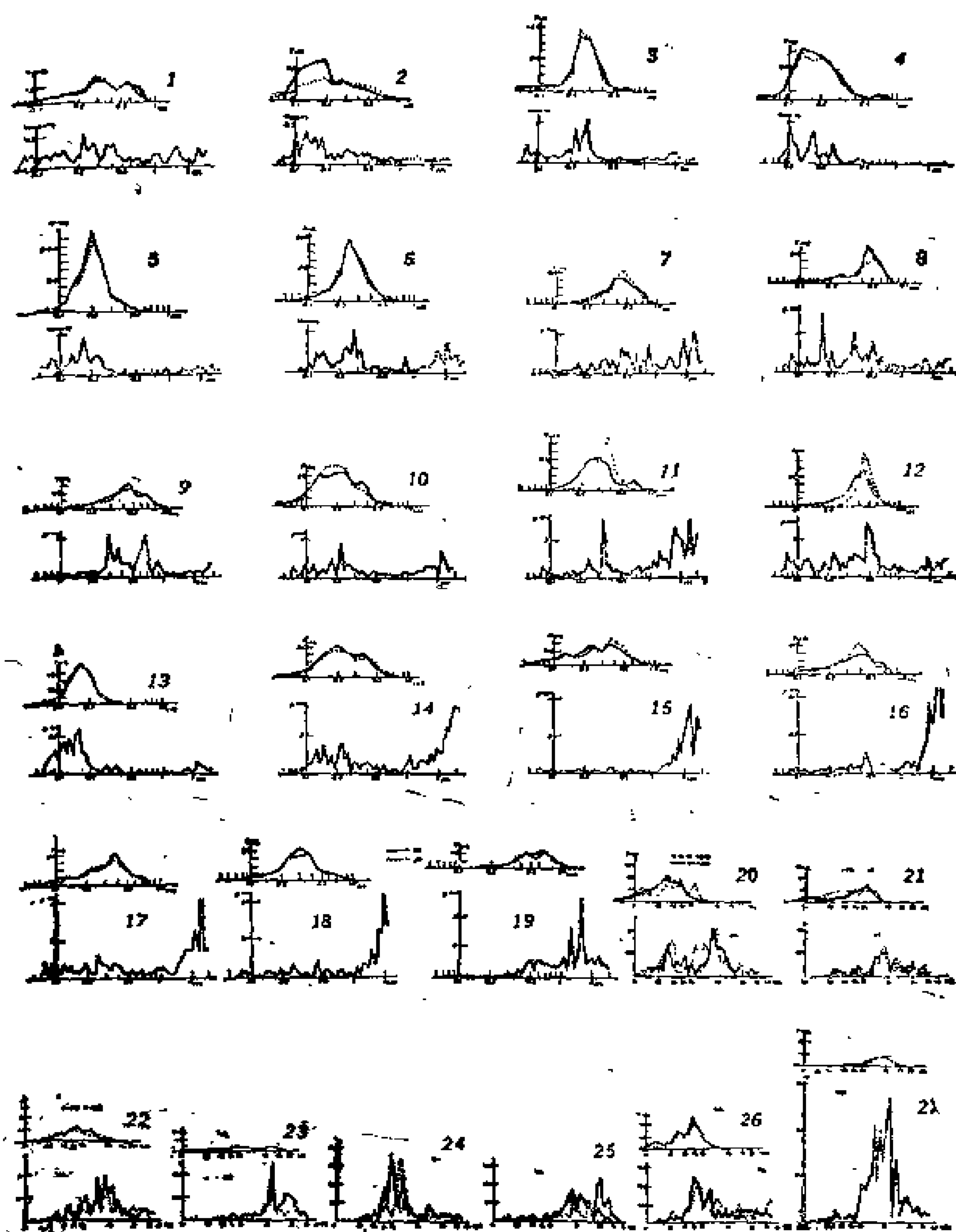
编号	场地	县	市	标号
21	山下6号码头（G）	神奈川	横滨	KT 005
22	山下7号码头（G）	神奈川	横滨	KT 005
23	帝国旅社（B2）	神奈川	横滨	KT 008
24	富津公园（G）	千叶	富津	KT 009
25	原子燃料公司（G）	茨城	东海	KT 013
26	电话局（1F）	千叶	富津	KT 031
27	县政府（B1）	神奈川	横滨	KT 051
		（区）	镇	
		（编号	28-60）	
28	大丸百货店（B2）	千代田	丸之内	TK 002
29	丰子百货店（B1）	涩谷	Kamidori	TK 003
30	首都第一局（B2）	千代田	丸之内	TK 004
31	东京—Tatemono（β_2）	中央	Yaesu	TK 006
32	松坂屋（B3）	太东	广小路	TK 007
33	东京一塔（1F）	港	芝高圆	TK 009
34	清水建筑公司（B1）	中央	伞吕	TK 010
35	湖东电报电话局（B1）	湖东	平井	TK 011
36	国铁研究所（B1）	国分寺	Hirai	TK 012
37	Bokuto医院（B）	隅田	Kotobashi	TK 013
38	国铁办事处（B2）	千代田	丸之内	TK 014
39	首都二局（B1）	千代田	丸之内	TK 016
40	伊势丹百货公司（B2）	新宿	新宿	TK 017
41	Ohbayashi-gumi Co.（B1）	千代田	Tsukasa	TK 018
42	国铁百货商店（1F）	荒川	南千住	TK 019
43	山一爱大厦（B3）	中央	银座	TK 021
44	东新宿-Denden（B2）	新宿	花园	TK 023
45	地震研究所（B1）	文京	弥生	TK 024
46	Engg. Fac. 5th（B）	文京	本乡	TK 025
47	三井大厦 NO3（B3）	中央	伞吕	TK 027

续表

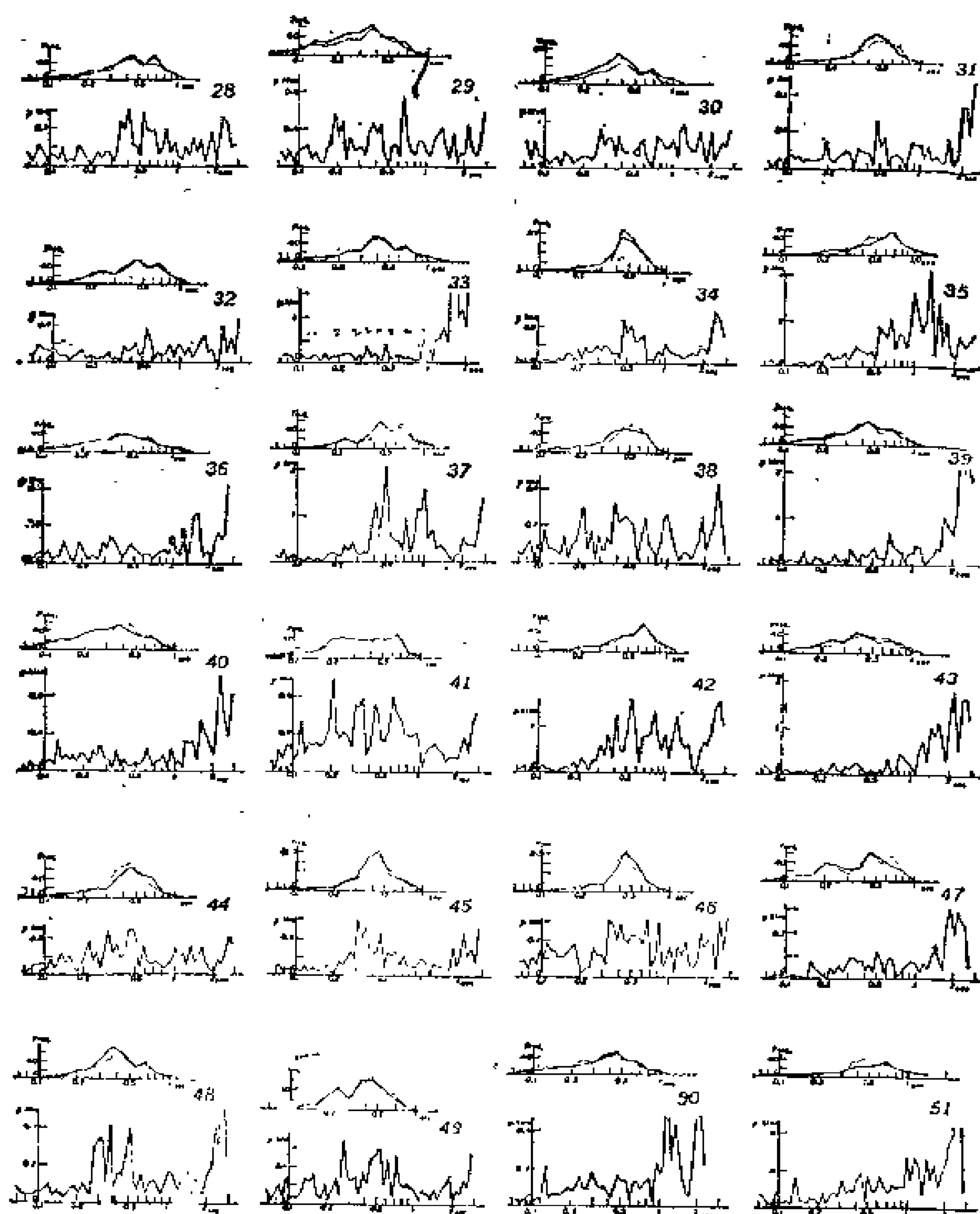
编号	场地	县	市	标号
48	新-东京大厦（B4）	千代田	丸之内	TK 028
49	中央大学 5 th（B2）	千代田	Surugadai	TK 030
50	鹿岛研究所（B1）	调布	石原	TK 031
51	日本银行（B4）	中央	本乡	TK 033
52	地铁车站（G）	隅田	Azumaba-shi	TK 034
53	京王府	新宿	Tsunohazu	TK 035
54	东京Mar.-Fire Ins.（B1）	千代田	丸之内	TK 038
55	富士银行（B4）	千代田	Ote	TK 039
56	武中研究所（1F）	湖东	平井	TK 043
57	内藤纪念馆（B1）	新宿	Kikui	TK 057
58	新大谷旅馆（B2）	千代田	Kioi	TK 066
59	建筑研究所（1F）	新宿	百人	TK 901
60	东京大学机关公会（B2）	文京	本乡	TK 904
61	Chubu Electr. P. Co.（B2）	爱知	名古屋	AC 002
62	火力发电厂（B2）	爱知	知乡	AC 005
63	Kintetsu Bus-term（B2）	爱知	名古屋	CA 015
64	电报电话局	石川	小松	CB 006
65	日原子能电站（1F）	福井	敦贺	CB 009
66	港务局（G）	福井	敦贺	CB 014
67	社会教育会馆（1F）	新潟	直江津	CB 016
68	Sameishi 学校（1F）	新潟	柏崎	CB 023
69	县公署（1F）	石川	金泽	CB 902
70	Astr. Sci. Museum（1F）	兵库	明石	KK 004
71	神户第 6 码头（B）	兵库	神户	KK 008
72	神户第 8 码头（B）	兵库	神户	KK 009
73	市议会（B）	和歌山	新宫	KK 016
74	Kisei-cho, Nishiki（G）	三重	纪势	KK 017
75	港务局（G）	三重	四日市	KK 026
76	港务局（G）	和歌山	和歌山	KK 037

续表

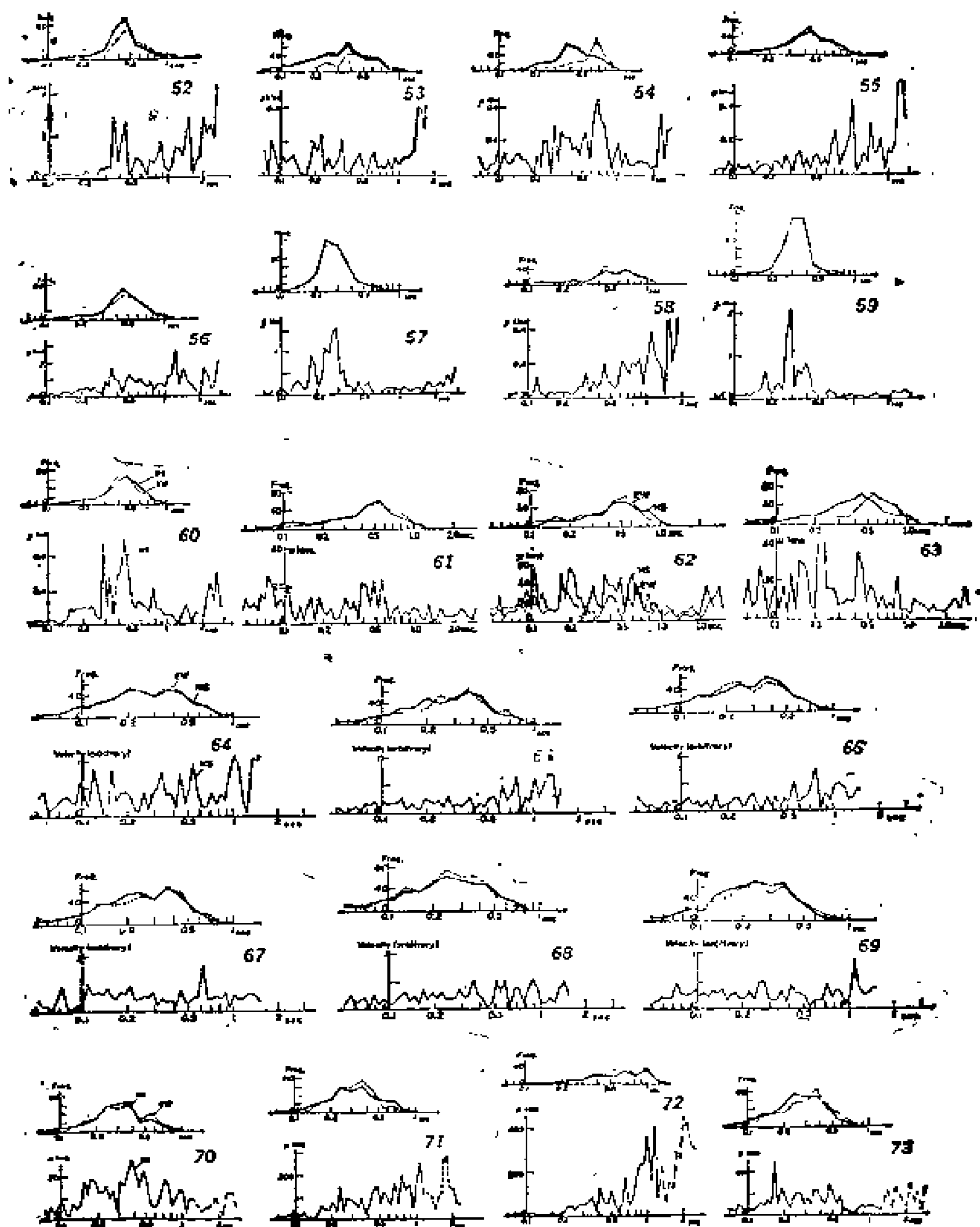
编号	场地	县	市	标号
77	第一清明大楼（B2）	大阪	喜多	OS 001
78	新-朝日大厦（B2）	大阪	喜多	OS 002
79	关西电力公司大楼（B3）	大阪	喜多	OS 003
80	日本-板 大厦（B2）	大阪	东	OS 004
81	新-住友大厦（B4）	大阪	东	OS 005
82	天王寺站建筑（G）	大阪	天王寺	OS 007
83	中央电报局（B1）	大阪	喜多	OS 008
84	新-阪神大厦（B5）	大阪	东	OS 009
85	港务局（G）	大阪	凑	OS 010
86	中心防波堤（B）	大阪	凑	OS 011
87	关目电话局（B2）	大阪	城东	OS 013
88	大阪市堤园（G）	枚方	佐仓	OS 015
89	八幡，Hanada大厦（1F）	堺	朝霞	OS 038
90	县公署（B1）	广岛	广岛	CG 001
91	米子车站（1F）	鸟取	米子	CG 003
92	电话局（B1）	冈山	冈山	CG 004
93	港湾工程局（G）	广岛	广岛	CG 005
94	市议会（1F）	鸟取	米子	CG 006
95	港务局（G）	鸟取	境港	CG 007
96	市议会（B1）	高知	高知	SK 001
97	鸣门公园（G）	德岛	鸣门	SK 002
98	高松车站（1F）	香川	高松	SK 004
99	电话局（B1）	香川	高松	SK 007
100	五代学校	高知	高知	SK 008
101	114银行（B2）	香川	高松	SK 009
102	港务局（G）	高知	高知	SK 016
103	细岛港（G）	宫崎	日向	KS 002
104	塚田仓库（G）	熊本	Kousa	KS 004
105	港务局（G）	鹿儿岛	鹿儿岛	KS 030



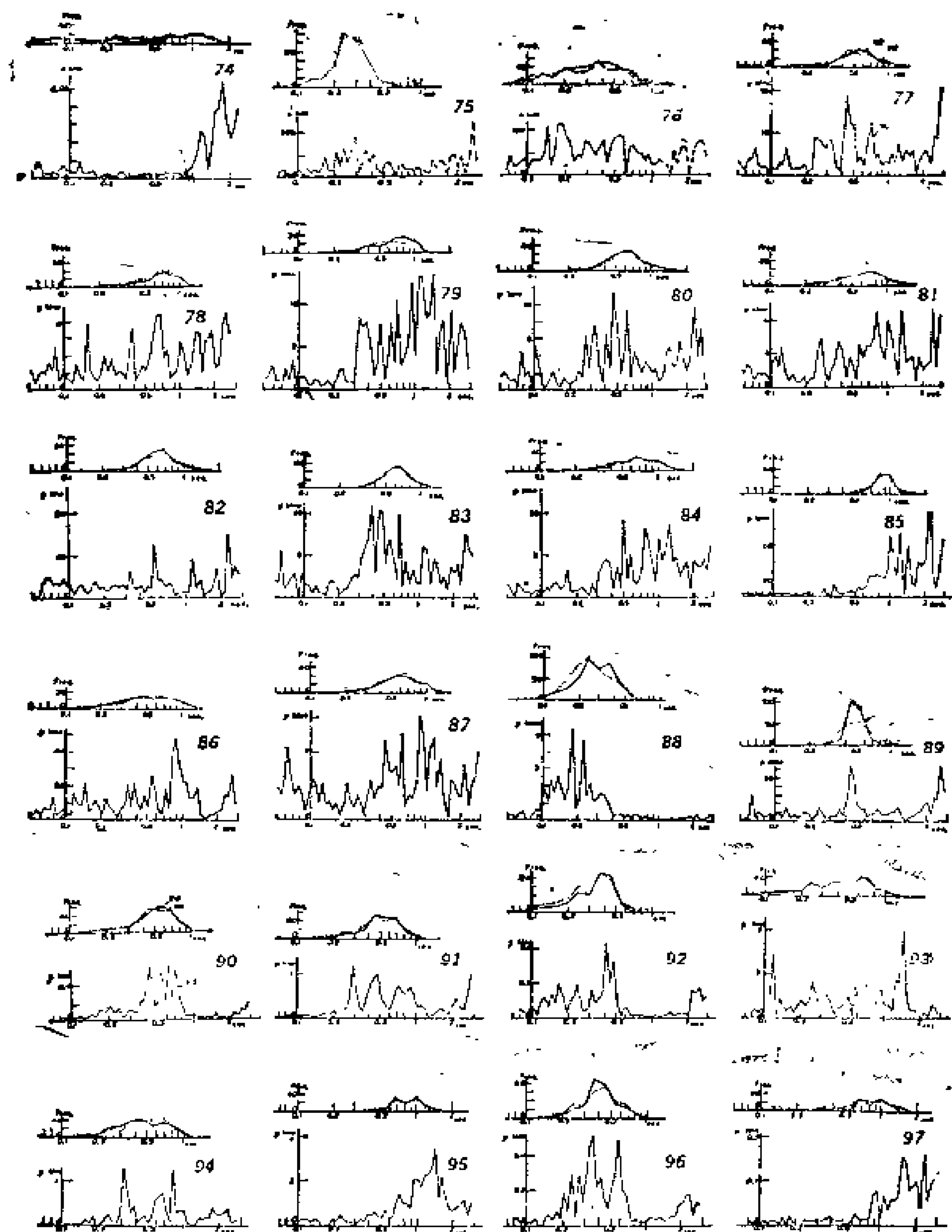
脉动的频率-周期曲线和富里叶振幅谱(场地编号 1—27)



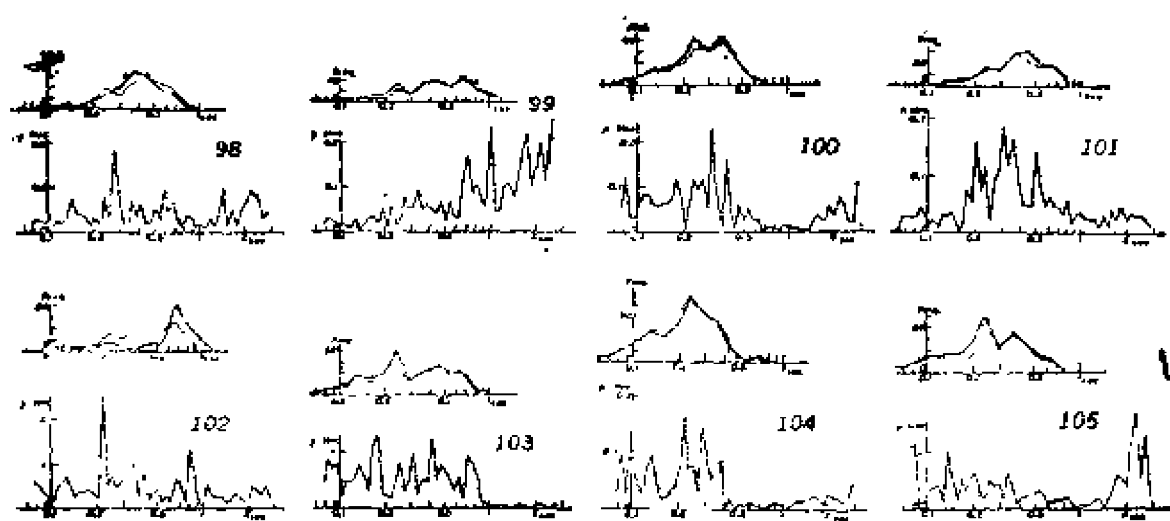
脉动的[illegible]长-周期曲线和富里叶振幅谱(场地编号28—51)



脉动的频率-周期曲线和富里叶振幅谱(场地编号 52—73)



脉动的频率-周期曲线和富里叶振幅谱(场地编号 74—97)



脉动的频率-周期曲线和富里叶振幅谱(场地编号 98—105)

附录II　美国的脉动观测结果

A：强震仪场地；S：地震仪场地；F：楼层；B：地下室；R:公路(参考地震研究所报告(1968)1127页)

编号	场　　地	城、镇	州	
13	哈维礼堂(B)	巴克斯菲尔德	加利福尼亚	A
14	阿尔文中学	阿尔文	加利福尼亚	
15	林肯学院(坑道)	塔夫特	加利福尼亚	A
16	新造币大厦(1F)	旧金山	加利福尼亚	A，S
17	金门公园，炮楼	旧金山	加利福尼亚	A(旧)，S
18	科学院(B)	旧金山	加利福尼亚	S
19	市中心图书馆(B)	旧金山	加利福尼亚	
20	州府大厦(B)	旧金山	加利福尼亚	A，S
21	亚历山大大厦(B)	旧金山	加利福尼亚	A，S
22	壳牌大厦(B)	旧金山	加利福尼亚	A
25	450萨特大厦(B)	旧金山	加利福尼亚	A
26	南太平洋大厦(B)	旧金山	加利福尼亚	A，S
27	恰伯特观象台(B)	奥克兰	加利福尼亚	A
28	奥克兰市议会(B)	奥克兰	加利福尼亚	A，S
29	加州大学哈维兰学院(B)	伯克利	加利福尼亚	A
30	Contra Costa Jr. College (B)	圣巴勃罗	加利福尼亚	A
31	霍利斯特南11英里惠斯特沃克采石场	霍利斯特	加利福尼亚	S
32	阿尔马登酿酒厂	霍利斯特	加利福尼亚	S
33	圣朱斯托学校—霍利斯特西4英里	霍利斯特	加利福尼亚	
35	波特兰水泥采石场	霍利斯特	加利福尼亚	
36	霍利斯特南西西2英里(R)	霍利斯特	加利福尼亚	
37	霍利斯特市图书馆(B)	霍利斯特	加利福尼亚	A，S
38	图书馆西半英里(R)	霍利斯特	加利福尼亚	
39	图书馆南半英里(R)	霍利斯特	加利福尼亚	

编号	场　　　　地	城、镇	州	
40	图书馆东$2\frac{1}{4}$英里(R)	霍利斯特	加利福尼亚	
41	霍利斯特东$4\frac{1}{3}$英里(R)	霍利斯特	加利福尼亚	
42	霍利斯特东$5\frac{1}{3}$英里(R)	霍利斯特	加利福尼亚	
43	St. Francis Retreat (R)	霍利斯特	加利福尼亚	
44	Burgermeister Brewery Bld. (B)	旧金山	加利福尼亚	S
45	发动机公司#6(B)	旧金山	加利福尼亚	S
47	桑塔玛丽那大厦(B)	旧金山	加利福尼亚	S
48	发动机公司#28(B)	旧金山	加利福尼亚	S
49	发动机公司#41(B)	旧金山	加利福尼亚	S
50	旧金山殡仪馆(B)	旧金山	加利福尼亚	S
51	伦德尔少年美术馆(B)	旧金山	加利福尼亚	S
52	伯利恒太平洋大厦(B)	旧金山	加利福尼亚	A
56	Bechtel 大厦(B)	旧金山	加利福尼亚	
57	美国银行大楼(B)	圣何塞	加利福尼亚	A
58	柯依特塔(1F)	旧金山	加利福尼亚	S
59	Potrero Hts. (1F)	旧金山	加利福尼亚	S
61	耶巴布宜纳岛(最高点)	旧金山	加利福尼亚	S
62	金银岛(R)	旧金山	加利福尼亚	S
63	部队基地，仓库#5(Conc. Floor)	奥克兰	加利福尼亚	
64	盲人学校(1F)	奥克兰	加利福尼亚	
65	工艺美术学院(R)	奥克兰	加利福尼亚	
66	邮局(B)	萨克拉门托	加利福尼亚	A
67	内华达大学矿业学院(B)	雷　诺	内华达	
68	内华达大学 Mckay 学院(B)	雷　诺	内华达	
69	费伦市议会(B)	费　伦	内华达	
72	红宝石山铁矿	尤里卡	内华达	
73	护林人宿舍	黄　石	蒙塔那	
75	Hebgen 坝，西端(岩石上)	黄　石	蒙塔那	
77	蒙塔那州立大学工程系大楼(B)	博兹曼	蒙塔那	A
78	蒙塔那矿业学校(B)	比尤特	蒙塔那	

（续）

编号	场　　　地	城、镇	州	
81	联邦大厦（B）	赫勒那	蒙塔那	A（旧）
82	美国邮局（B）	斯博坎	华盛顿	
83	Office of Dames & Moore	西雅图	华盛顿	
84	华盛顿大学（B）	西雅图	华盛顿	
85	43和布莱茵（人行道）	西雅图	华盛顿	
86	荷兰石竹乳草公园地区	西雅图	华盛顿	
87	"M"街桥（R）	塔科马	华盛顿	
88	遥测地震台站（门口石阶）	Tumwater	华盛顿	
89	州立公路检验室	奥伦匹亚	华盛顿	A
90	50′W富兰克林街（人行道）	奥伦匹亚	华盛顿	
91	州图书馆大楼（人行道）	奥伦匹亚	华盛顿	
92	J. C. Penney 大楼（1F）	奥伦匹亚	华盛顿	
93	Hyak Lumber 公司停车场	奥伦匹亚	华盛顿	
94	1949年地震震中	Steilacoom	华盛顿	
95	峡桥东端入口	塔科马	华盛顿	
96	联邦政府大楼（B）	西雅图	华盛顿	
97	Norton 大厦（基础）	西雅图	华盛顿	
98	松林公园第三车库（B）	西雅图	华盛顿	
99	瑞典医院（B）	西雅图	华盛顿	
100	为#28码头提供基础	西雅图	华盛顿	
101	Boeing MPC Plant, Park. Lot	西雅图	华盛顿	A（旧）
105	城市规划局大楼，停车场	西雅图	华盛顿	
107	斯塔夫化学公司（汽车修理间）	西雅图	华盛顿	
108	塔科马港小麦仓库建筑	西雅图	华盛顿	
109	小麦简易仓库	西雅图	华盛顿	
110	滚球场，高级体校	西雅图	华盛顿	
112	Weyerhaeuser Bldg. (Doorway)	塔科马	华盛顿	
114	安图非实业工厂	Tukwila	华盛顿	
115	远震观测站（露头）	Longmire	华盛顿	
117	波因S.工厂停车场	西雅图	华盛顿	

(续)

编号	场　　　　地	城、镇	州	
118	州府大厦(B)	波特兰	俄勒冈	A
119	邮局建筑(B)	尤里卡	加利福尼亚	A, S
120	幽谷花卉奶油公司(1F)	凯尼恩	加利福尼亚	S
121	City Hall and Fire Stat. (1F)	芬代尔	加利福尼亚	A, S
122	煤山农场	芬代尔区	加利福尼亚	
123	Leo Christie 农场	芬代尔区	加利福尼亚	
124	C. A. A 大厦(熊河岭顶部)	芬代尔区	加利福尼亚	S
125	美国海岸与大地测量局纬度观测台(B)	尤凯亚	加利福尼亚	
126	Naval Ammunition Depot, Admin Bldg. (B)	霍索恩	内华达	A
127	L. A市水电局(车库)	毕晓普	加利福尼亚	A
129	胡佛坝，掉车场油库(B)	博尔德城	内华达	A
131	埃尔森特罗中学(R)	埃尔森特罗	加利福尼亚	S
132	照明与电力公司，服务大楼(1F)	圣地亚哥	加利福尼亚	A
134	圣贝纳迪诺邮局(B)	圣贝纳迪诺	加利福尼亚	A, S
136	Intersection of T.I.FWY at Sea-side Ave.	长　滩	加利福尼亚	
137	市公用事业大楼(B)	长　滩	加利福尼亚	A, S
138	中央工业区世界(B)	弗　农	加利福尼亚	A, S
139	加州理工学院教职员俱乐部大楼(前门)	帕萨迪纳	加利福尼亚	A, S
140	好莱坞仓库大楼，P.E 摄影场	洛杉矶	加利福尼亚	A, S
141	好莱坞仓库大楼(B)	洛杉矶	加利福尼亚	A
143	地铁终点站建筑(B)	洛杉矶	加利福尼亚	A, S
146	西方生活大楼(B)	洛杉矶	加利福尼亚	A, S
147	爱迪生大厦(B)	洛杉矶	加利福尼亚	A, S
148	洛杉矶加州大学工程大楼II,5252 房	洛杉矶	加利福尼亚	
149	洛杉矶加州理工学院工程大楼(B)	帕萨迪纳	加利福尼亚	
150	洛杉矶加州大学工程大楼IB (1F)	洛杉矶	加利福尼亚	A, S

编号	场地	城、镇	州	
152	洛杉矶加州大学教职员中心停车场	洛杉矶	加利福尼亚	
153	洛杉矶加州大学工程大楼IA，大楼北西40°	洛杉矶	加利福尼亚	
156	洛杉矶加州大学小学的西南角	洛杉矶	加利福尼亚	
157	143 Groverton Place (R)	洛杉矶	加利福尼亚	
158	洛杉矶加州大学职工大楼停车场	洛杉矶	加利福尼亚	
165	洛杉矶加州大学富兰兹Hall ad.(B)	洛杉矶	加利福尼亚	
168	UCLA W. Data Proces. Ct.	洛杉矶	加利福尼亚	
174	洛杉矶加州大学医学中心(B)	洛杉矶	加利福尼亚	
176	Playa Del Rey School (B)	洛杉矶	加利福尼亚	S
177	J. M. 诺尔奎斯特先生宅邸(车库)	帕萨迪纳	加利福尼亚	S
178	赫勃小学(B)	帕萨迪纳	加利福尼亚	S
179	Garfield Elem.学校(B)	帕萨纳迪	加利福尼亚	S
180	圣拉菲尔小学(B)	帕萨迪纳	加利福尼亚	S
181	N. 诺塔先生的宅邸(Hobby Shop)	帕萨迪纳	加利福尼亚	S
182	华盛顿少年中学(1F)	帕萨迪纳	加利福尼亚	S
183	F. 普雷斯博士(车库)	帕萨迪纳	加利福尼亚	S
184	R. 吉尔曼先生(车库)	帕萨迪纳	加利福尼亚	S
185	E. 佛兰克顿先生(车库)	洛杉矶	加利福尼亚	S
186	C. F. 里克特博士(车库)	帕萨迪纳	加利福尼亚	
188	汉廷顿图书馆(B)	圣玛利诺	加利福尼亚	
189	威尔逊山远震观测站	威尔逊山	加利福尼亚	S
190	加州理工学院地震实验室(圆顶房间)	帕萨迪纳	加利福尼亚	S
191	1619伯维利大街，停车场	洛杉矶	加利福尼亚	
19[illegible]	优质石油大厦(B)	洛杉矶	加利福尼亚	
197	恩西诺坝第8点西侧	恩西诺	加利福尼亚	
198	Palos Verdes School Dist., Admin Center	罗灵丘陵	加利福尼亚	
199	圣佩德罗中学(B)	圣佩德罗	加利福尼亚	S

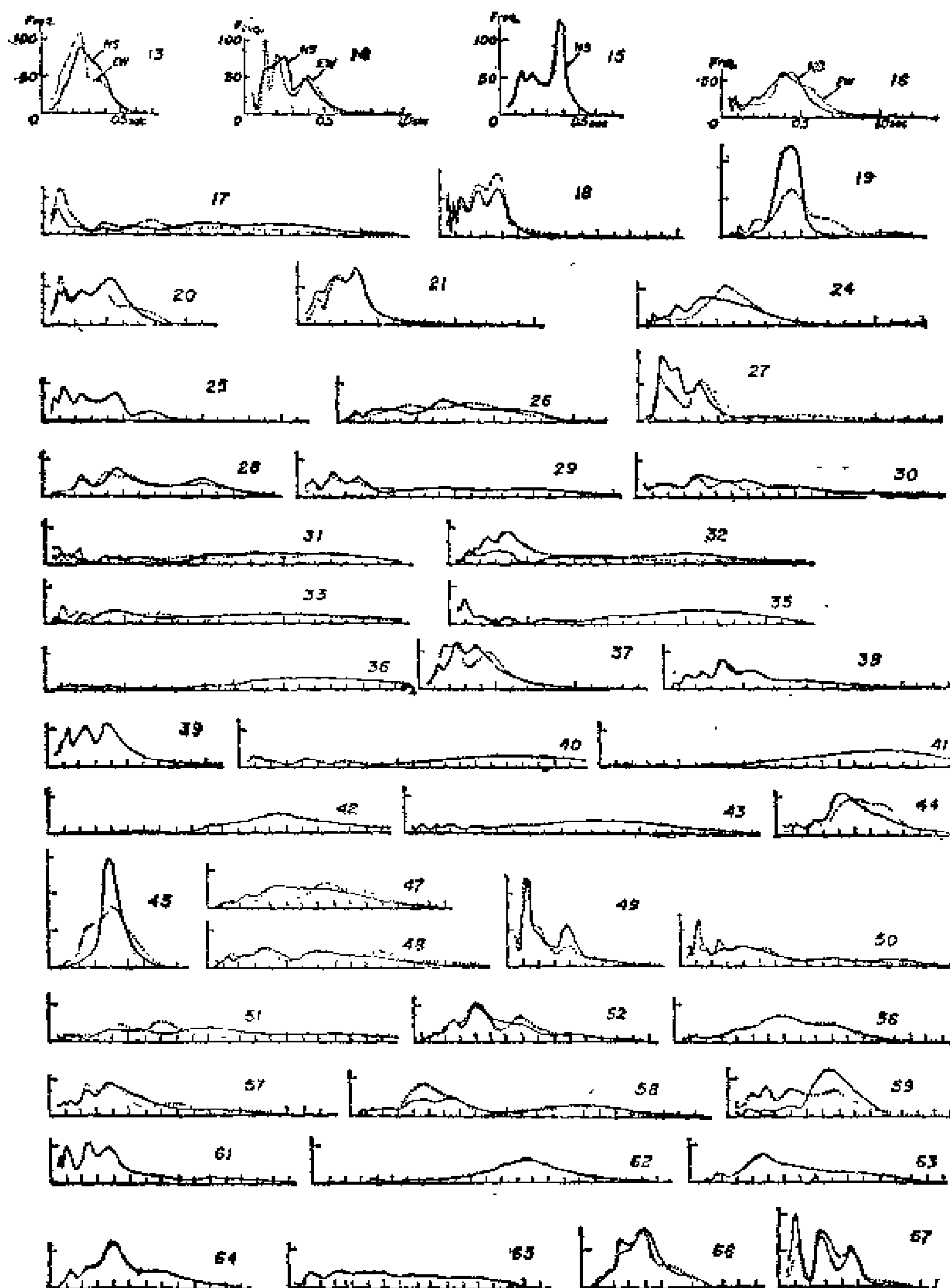
（续）

编号	场　　地	城、镇	州	
200	新托兰斯市会堂(B)	托兰斯	加利福尼亚	
201	那邦中学(1F)	洛杉矶	加利福尼亚	S
209	提雷曼大厦(B)	洛杉矶	加利福尼亚	
210	亨柯克公园，服务楼	洛杉矶	加利福尼亚	S
211	冯努斯中学(B)	范奈斯	加利福尼亚	S
212	胡佛中学(B)	格伦代尔	加利福尼亚	S
213	乐土高等小学(1F)	洛杉矶	加利福尼亚	S
216	加利福尼亚银行(B)	洛杉矶	加利福尼亚	
216	停车场广场(最低高度)	洛杉矶	加利福尼亚	
217	科学与工业展览馆(B)	洛杉矶	加利福尼亚	S
218	市会堂(B)	亨廷登公园	加利福尼亚	S
219	南盖特中学，主楼(B)	南盖特	加利福尼亚	S
220	康普顿学校机关大楼(B)	康普顿	加利福尼亚	S
221	D. J. 里德斯先生(车库)	韦斯切斯特	加利福尼亚	S
222	普留亚德尔雷小学(1F)	洛杉矶	加利福尼亚	S
223	温莎山小学(1F)	洛杉矶	加利福尼亚	S
224	A. Zane 先生(1F)	洛杉矶	加利福尼亚	
226	C. M. 达克先生(车库)	洛杉矶	加利福尼亚	S
227	G. eq克斯先生(车库)	圣莫尼卡	加利福尼亚	S
228	圣莫尼卡大众图书馆(巷)	圣莫尼卡	加利福尼亚	
229	在生丁纳拉的圣莫尼卡大马路，停车场	圣莫尼卡	加利福尼亚	
230	西洛杉矶公共图书馆(B)	洛杉矶	加利福尼亚	S
231	金井清博士(车库)	洛杉矶	加利福尼亚	
232	438罗克斯布莱(人行道)	贝弗利希尔斯	加利福尼亚	
233	906 Bronson at 9 th St. (Curb)	洛杉矶	加利福尼亚	
234	在门罗的圣玛利诺(人行道)	洛杉矶	加利福尼亚	
235	20 th St. at Flower, Parking Lot	洛杉矶	加利福尼亚	
236	洛杉矶水电局地基	洛杉矶	加利福尼亚	
237	税务局和联邦调查局大楼地基	洛杉矶	加利福尼亚	

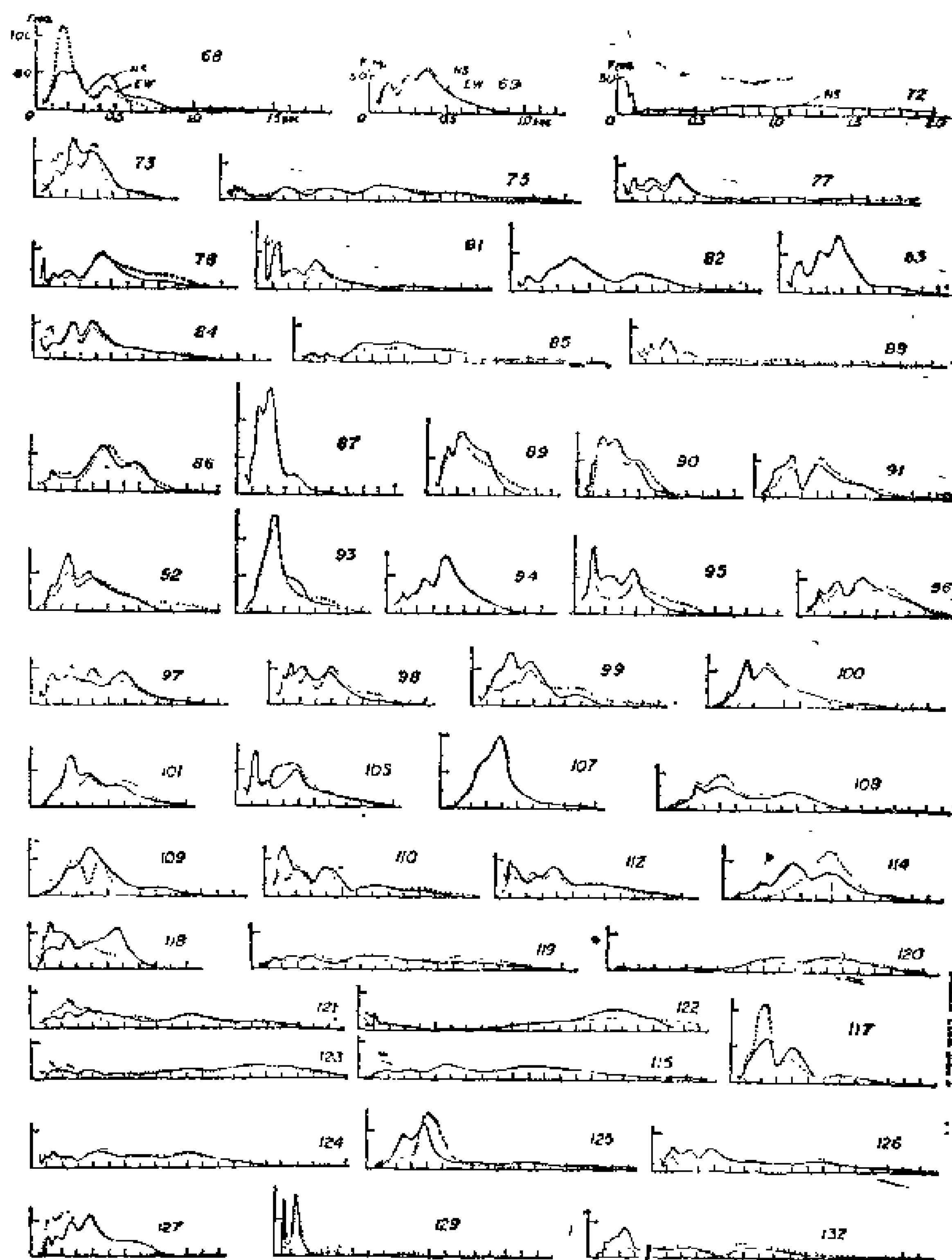
(续)

编号	场　　地	城、镇	州	
238	407 S Alvarado, Parking Lot	洛杉矶	加利福尼亚	
239	圣玛利诺市会堂(B)	圣玛利诺	加利福尼亚	S
240	V. 泰罗夫人(车库)	洛杉矶	加利福尼亚	S
241	约翰莫尔中学(锅炉板)	帕萨迪纳	加利福尼亚	S
242	604 S. Wing St. (Sidewalk)	格伦代尔	加利福尼亚	
243	路德教派的教堂(人行道)	伯班克	加利福尼亚	
244	冯·欧文公园(R)	范奈斯	加利福尼亚	
245	恩西诺小联盟棒球场	恩西诺	加利福尼亚	
246	84 th Place at Zamora Ave. (Sidewalk)	南盖特	加利福尼亚	
247	诺特斯浆果农场,停车场	布埃纳公园	加利福尼亚	
248	Grand Ave S 600 W. 7 th St (Sidewalk)	科罗纳	加利福尼亚	
249	500′ West R. R. Station (R)	阿林顿	加利福尼亚	
250	加州聋哑学校	里弗赛德	加利福尼亚	
251	远震站(地震实验室)	里弗赛德	加利福尼亚	
252	林肯小学(B)	里弗赛德	加利福尼亚	S
253	迴转画维护站(在花岗岩上)	圣贝纳迪诺	加利福尼亚	
254	航空港低级中学，停车场	韦斯切斯特	加利福尼亚	
255	莫宁赛德中学，停车场	英格尔伍德	加利福尼亚	
256	在康顿的伦诺克斯大街(人行道)	伦诺克斯	加利福尼亚	
261	Barrington Plaze, Center of Bldge. C	洛杉矶	加利福尼亚	
263	森林山、20529冠冕	洛杉矶	加利福尼亚	
268	Res. of A. Komm, 9416 Varna 车库	帕柯依玛	加利福尼亚	
269	莫霍兰立体交叉西墩柱	洛杉矶	加利福尼亚	
271	威尔罗杰斯海滨州立公园	圣莫尼卡	加利福尼亚	
272	威尼威油田,第49站和高速公路	威尼斯	加利福尼亚	
273	贝尔德文山坝，东墩柱	威尼斯	加利福尼亚	

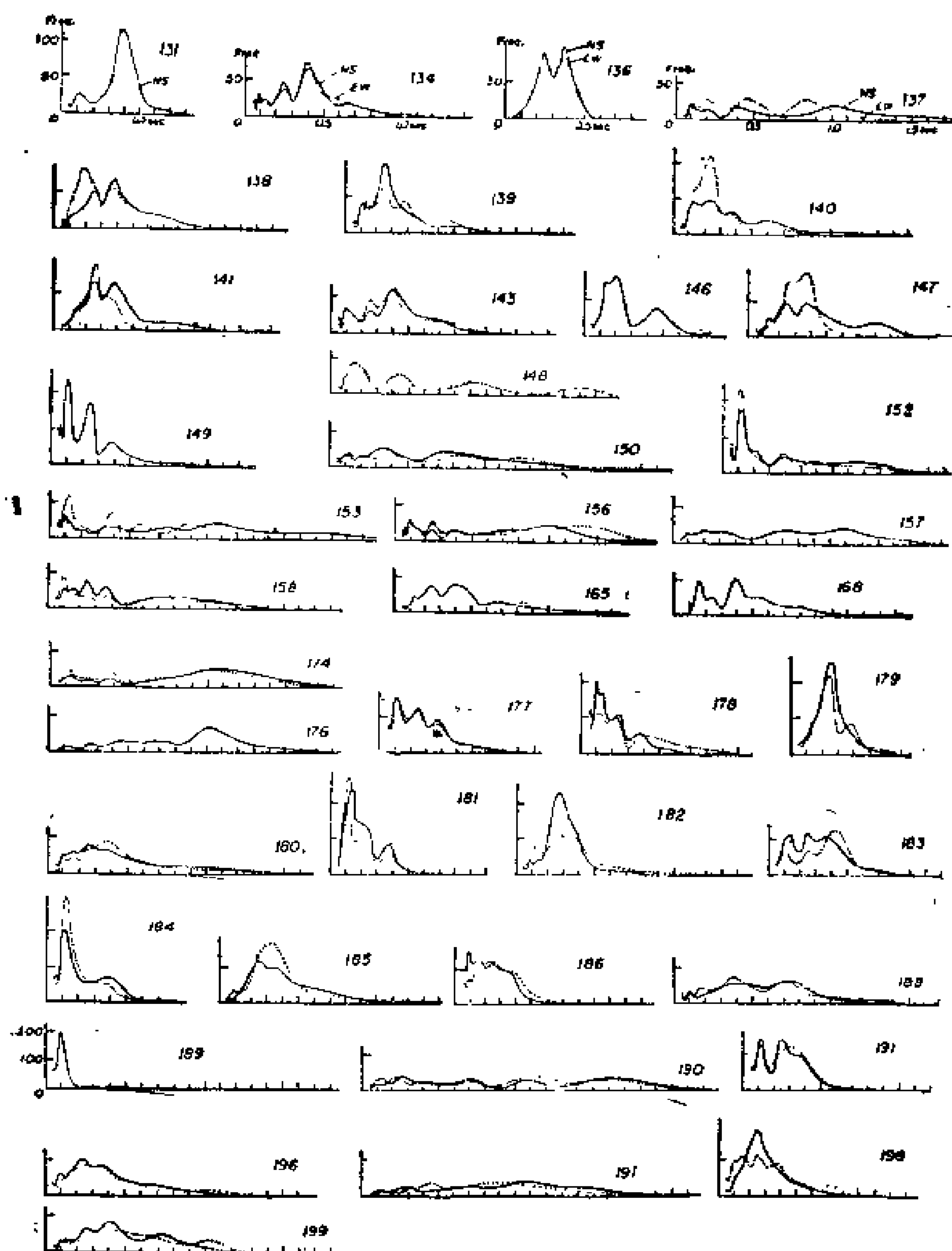
编号	场地	城、镇	州	
275	Harvard Playground, 62 nd St. at Denker	洛杉矶	加利福尼亚	
278	Embarcadero at Montogomery	旧金山	加利福尼亚	
279	Columbus at Green (Sidewalk)	旧金山	加利福尼亚	
280	贵族山,泰罗站对面的公园	旧金山	加利福尼亚	
281	Truett off Mason(Sidewalk)	旧金山	加利福尼亚	
282	Jones at Sutter	旧金山	加利福尼亚	
283	Mission Dolores (Curb)	旧金山	加利福尼亚	
284	商业区中心车库(地平面)	旧金山	加利福尼亚	
285	Jessie St. at 5 th,Parking Lot	旧金山	加利福尼亚	
286	南太平洋局	旧金山	加利福尼亚	S
287	第16街和第17街之间的弗尔逊街	旧金山	加利福尼亚	
288	21 st St. at Mission	旧金山	加利福尼亚	
289	22 nd St. at Noe St.	旧金山	加利福尼亚	
291	港湾过桥钱广场,停车场	奥克兰	加利福尼亚	
292	渔民码头，停车场	旧金山	加利福尼亚	
293	航空港，终点主楼南西350′	旧金山	加利福尼亚	
294	航空港联合航空公司发动机试验楼	旧金山	加利福尼亚	
295	小场街上的哈伯路	旧金山	加利福尼亚	
296	韦梯斯路的北端(哈斯路)	旧金山	加利福尼亚	
297	Eccles and Sperry Avenues	旧金山	加利福尼亚	
298	Paul Revere El. Sch., Tompkins at Banks St.	旧金山	加利福尼亚	S
299	Rankin at Evans St. (Curb)	旧金山	加利福尼亚	S
300	马林街的东头，伊斯莱斯湾	旧金山	加利福尼亚	S
303	Laguna Honda Hol Service Yard	旧金山	加利福尼亚	S
304	旧金山州立大学	旧金山	加利福尼亚	S
305	B. J.莫利尔先生的宅邸,波因塞第亚	圣马特奥	加利福尼亚	
306	城市娱乐中心(B)	圣路易斯奥比斯波	加利福尼亚	A
308	卡舒马坝，司闸室	卡舒马	加利福尼亚	A
309	法院(B)	圣巴巴拉	加利福尼亚	A



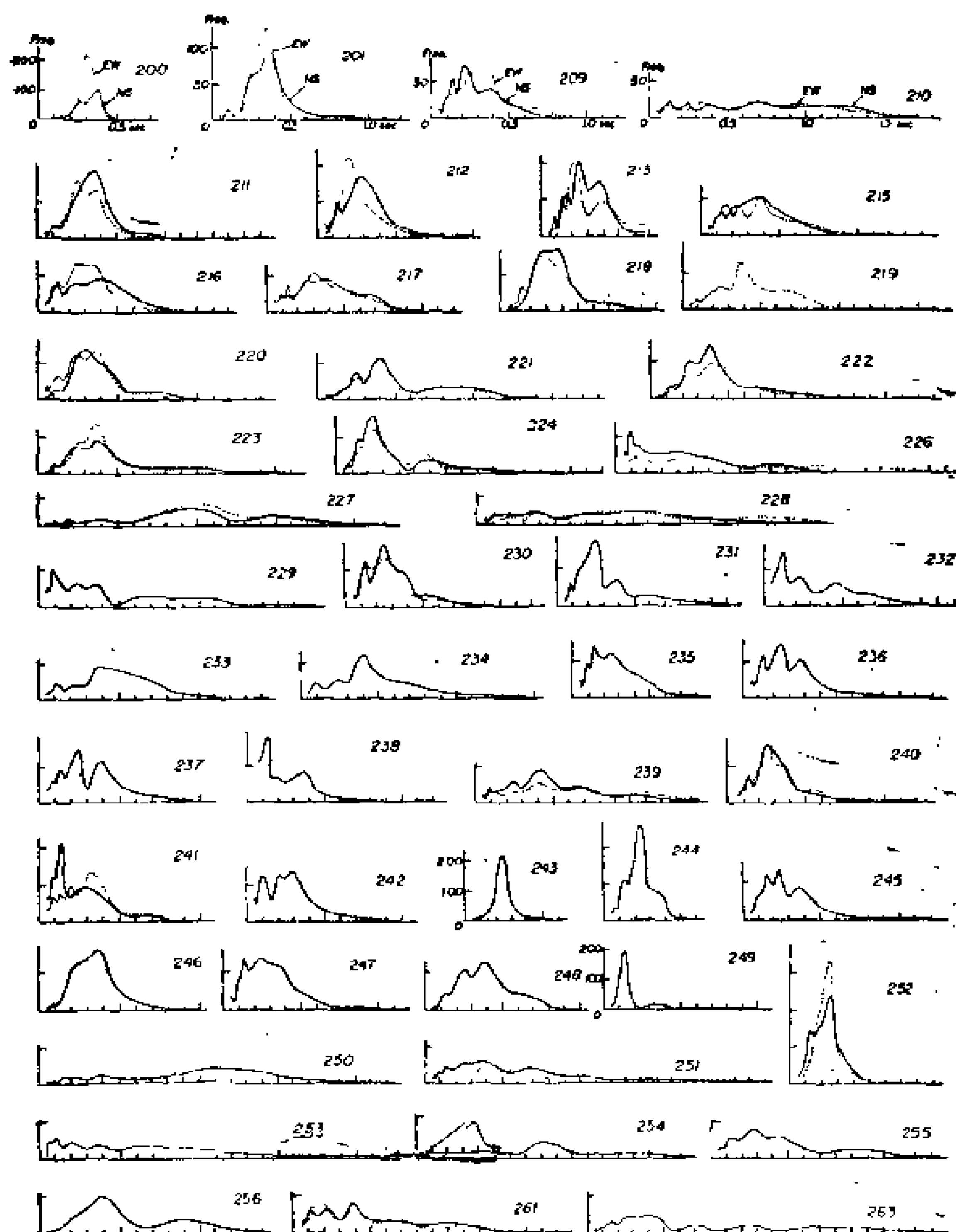
脉动的频率-周期曲线(场地编号13—67)



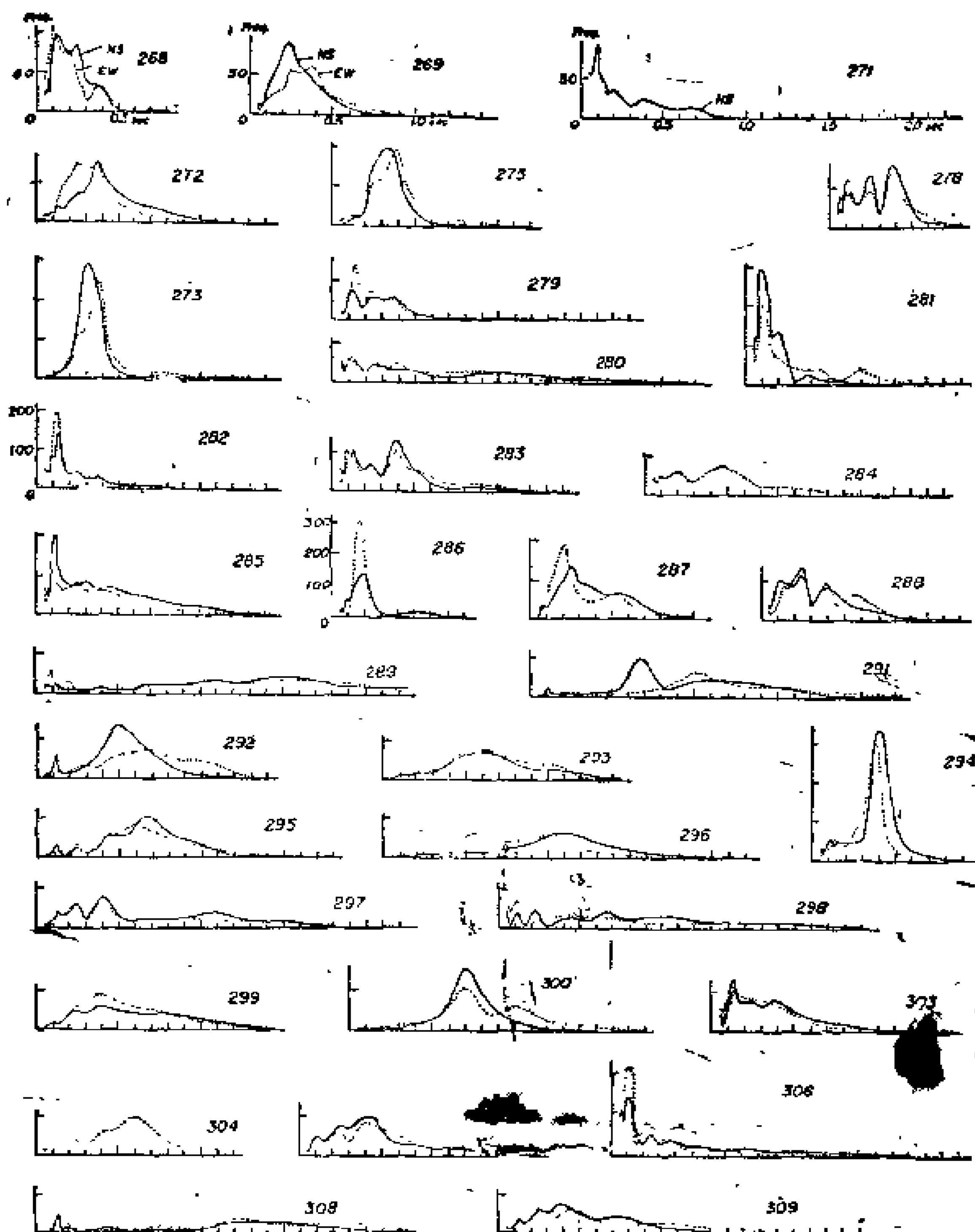
脉动的频率-周期曲线(场地编号68—132)



脉动的频率~周期曲线(场地编号131—199)



脉动的频率-周期曲线(场地编号200—263)



脉动的频率-周期曲线(场地编号268—309)